



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



Tesis Doctoral:

“Sistemas flexibles de alta resistencia para la estabilización de taludes.  
Revisión de los métodos de diseño existentes y propuesta de una nueva  
metodología de dimensionamiento.”

Autora:

ELENA BLANCO FERNÁNDEZ

Director:

DANIEL CASTRO FRESNO

*Santander, 2.011*



## **Agradecimientos**

La realización de esta tesis ha sido posible gracias a la financiación aportada por las siguientes entidades:

- SODERCAN (Sociedad para el Desarrollo de Cantabria)
- Consejería de Obras Públicas del Gobierno de Cantabria
- Iberotalud S.L.
- Malla Talud Cantabria S.L.
- Contratas Iglesias S.L.

Gracias a la Universidad de Cantabria por gestionar los proyectos. Agradecer, además, al “Grupo de Investigación en construcción sostenible, simulación y ensayo (GICONSIME) de la Universidad de Oviedo” por el apoyo técnico facilitado.

Muchas gracias a todas las personas que me han ayudado.



## **Acknowledges**

The realization of this thesis has been possible thanks to the funding of the following entities:

- SODERCAN (Sociedad para el Desarrollo de Cantabria)
- Consejería de Obras Públicas del Gobierno de Cantabria
- Iberotalud S.L.
- Malla Talud Cantabria S.L.
- Contratas Iglesias S.L.

Thanks to the University of Cantabria for managing the research project. I would like to acknowledge the Research Group on Sustainable Construction, Simulation and Test (GICONSIME) of Oviedo University, for their technical support.

Thank indeed to all those people who have helped me.



## **Resumen**

Los sistemas flexibles de alta resistencia anclados al terreno son una de las distintas técnicas existentes para la estabilización de taludes, ya sean de roca o de suelos. Están constituidos por una membrana (red de cables o malla de alambre) sujeta al terreno mediante placas de anclaje, cables de refuerzo y bulones.

En la mayor parte de los modelos de cálculo existentes se supone un comportamiento activo del sistema, es decir, que evita que se produzcan deslizamientos a través de una supuesta pretensión del sistema y convexidad del terreno. El sistema ejercería una presión normal al terreno que incrementa la tensión tangencial en la superficie potencial de deslizamiento evitando que se alcance la rotura del terreno.

En esta tesis se han medido las fuerzas en distintos componentes del sistema desde el momento de la instalación, y se ha comprobado que la pretensión es muy reducida. Por otro lado, la supuesta convexidad del terreno raramente tiene lugar. Todo esto conduce a demostrar la hipótesis de comportamiento pasivo del sistema, es decir, que éste contiene a la masa inestable una vez que se ha producido la rotura. Es por ello que se ha considerado el desarrollar una nueva metodología de cálculo basada en un comportamiento pasivo.

La nueva metodología consiste en realizar una simulación numérica dinámica en 2D de la interacción *sistema flexible - masa inestable - talud estable*. Partiendo de las dimensiones de un círculo de rotura en suelos o una cuña en roca, se deja caer la masa inestable con la fuerza de la gravedad. En su caída, la masa inestable deformará a la membrana, cables de refuerzo y bulones desarrollándose en ellos tensiones que deberán considerarse para su correcto dimensionamiento. En el caso particular de los taludes de suelos, se ha recurrido a la modelización de la masa inestable mediante la discretización por puntos SPH (*Smooth Particle Hydrodynamics*).



## **Abstract**

Highly resistant flexible systems anchored to the ground are among the techniques for slope stabilisation, either soil or rock. The system is formed by a membrane (cable net or wire mesh) tightened to the ground through spike plates, reinforcement cables and bolts.

In the majority of the existing design models, an active behaviour of the system is considered; which means, that it is able to avoid ground sliding through a pretension of the system and the convexity of the slope surface. The system would exert a normal pressure over the ground that increases the shear stress in the potential slip surface avoiding that failure takes place.

In this thesis, forces on different system components have been measured, finding that the pretension force is very low. On the other hand, the supposed ground convexity rarely exists. All this demonstrates that actual system behaviour is passive; which means that it is able to contain the unstable mass once the failure has already occurred. Therefore, a new design methodology based on a passive behaviour has been developed.

The new methodology consists in performing a dynamic numerical simulation in 2D of the interaction *flexible system – unstable mass – stable slope*. Starting from specific known dimensions of slip circle in soils or a wedge in rocks, unstable mass falls only under the action of gravity. During its falling, the unstable mass deforms the membrane, reinforcement cables and bolts. Maximum stresses developed in these components should be considered for their design. In the particular case of soil slopes, unstable mass has been discretised with the mesh free method SPH (Smooth Particle Hydrodynamics).



## Índice

<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>I</b>
<b>ACKNOWLEDGES.....</b>	<b>III</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>V</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>VII</b>
<b>ÍNDICE IX</b>	
<b>1 .- PRESENTACIÓN DE LA TESIS .....</b>	<b>1</b>
1.1.- JUSTIFICACIÓN DE LA TESIS.....	3
1.2.- HIPÓTESIS Y OBJETIVOS ESPECÍFICOS DE LA TESIS .....	7
1.3.- ESTRUCTURA DE LA TESIS .....	10
<b>2 .- ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>17</b>
2.1.- SISTEMAS FLEXIBLES DE ALTA RESISTENCIA.....	19
2.1.1.- Generalidades .....	19
2.1.2. - Redes de cable.....	22
2.1.3. - Mallas de alambre .....	25
2.1.4. - Inspección visual de emplazamientos reales .....	27
2.1.5. - Conclusiones .....	28
2.2.- METODOLOGÍAS DE CÁLCULO NUMÉRICO .....	28
2.2.1. - Consideraciones previas .....	29
2.2.2. - Conceptos generales.....	30
2.2.3. - Metodologías .....	36
2.2.4. - Justificación de la metodología empleada.....	44
2.2.5. - Experiencias previas.....	45
2.3.- TECNOLOGÍAS DE INSTRUMENTACIÓN .....	51
2.3.1. - Consideraciones previas .....	51
2.3.2. - Galgas extensométricas .....	51
2.3.3. - Sensores de cuerda vibrante.....	58
2.3.4. - Sensores inductivos.....	59
2.3.5. - Fibra óptica: redes de Bragg .....	61
2.3.6. - Fibra óptica: Sensores interferométricos Fabry-Perot.....	67
2.3.7. - Fibra óptica: Sensores Brillouin.....	69
2.3.8. - Justificación de la tecnología empleada.....	70
2.3.9. - Experiencias previas.....	72
<b>3 .- INSTRUMENTACIÓN IN SITU .....</b>	<b>75</b>
3.1.- METODOLOGÍA EMPLEADA .....	77
3.1.1. - Generalidades .....	77
3.1.2. - Sensores para cables de red.....	78

3.1.3. - Sensores para cables de refuerzo .....	81
3.1.4. - Sensores para bulones .....	81
3.1.5. - Equipo de adquisición de datos .....	83
3.2.- EMPLAZAMIENTOS INSTRUMENTADOS .....	84
3.2.1. - Puente El Arrudo (Cantabria) .....	84
3.2.2. - Carmona (Cantabria) .....	88
3.2.3. - Torazo (Asturias) .....	94
3.3.- RESULTADOS .....	96
3.3.1. - Puente El Arrudo (Cantabria) .....	96
3.3.2. - Carmona (Cantabria) .....	97
3.3.3. - Torazo (Asturias) .....	100
3.4.- DISCUSIÓN .....	102
3.4.1. - Fuerzas ejercidas por los bulones .....	102
3.4.2. - Fuerzas ejercidas por la red .....	105
<b>4.- ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO EXISTENTES .....</b>	<b>113</b>
4.1.- INTRODUCCIÓN .....	115
4.2.- DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE CÁLCULO EXISTENTES .....	117
4.2.1. - Talud indefinido, modelo A (suelos) .....	117
4.2.2. - Talud indefinido, modelo B (suelos) .....	119
4.2.3. - Talud discretizado en varias cuñas (suelos) .....	120
4.2.4. - Talud discretizado en bloque y cuña (suelos) .....	123
4.2.5. - Talud indefinido, modelo C (rocas) .....	126
4.2.6. - Bloque y cuña delimitados entre dos filas de bulones, modelo A (suelos) .....	130
4.2.7. - Bloque y cuña delimitados entre dos filas de bulones, modelo B (suelos) .....	132
4.2.8. - Bloque y cuña delimitados entre dos filas de bulones, modelo C (suelos) .....	135
4.2.9. - Cuña localizada entre dos filas de bulones (rocas) .....	136
4.3.- ANÁLISIS DE LA METODOLOGÍA EXISTENTE .....	138
4.3.1- Aspectos comunes .....	138
4.3.2- Cumplimiento de las hipótesis .....	138
4.4.- CONCLUSIONES .....	149
<b>5.- NUEVA METODOLOGÍA DE DISEÑO .....</b>	<b>153</b>
5.1.- MODELIZACIÓN DEL PROBLEMA .....	155
5.1.1. - Descripción general .....	155
5.1.2. - Componentes del sistema .....	159
5.2.- FUERZA DE TRACCIÓN EN LA MEMBRANA (TALUDES DE SUELOS) .....	168
5.2.1. - Generalidades .....	168
5.2.2. - Variables .....	169
5.2.3. - Parámetros fijos .....	170
5.2.4. - Diseño del experimento .....	181
5.2.5. - Modelo de regresión .....	183

5.2.6. - Comprobación de las hipótesis.....	195
5.3.- FUERZA DE TRACCIÓN EN LOS CABLES DE REFUERZO.....	196
5.3.1. - Generalidades.....	196
5.3.2. - Variables.....	198
5.3.3. - Modelo de regresión.....	199
5.3.4. - Comprobación de las hipótesis.....	203
5.4.- PAUTAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS BULONES.....	204
5.4.1. - Consideraciones previas.....	204
5.4.2. - Acciones sobre los bulones.....	207
5.4.3. - Comprobaciones a realizar sobre la integridad de los bulones.....	217
5.5.- COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS DE REGRESIÓN.....	221
5.5.1. - Fuerza de tracción en la membrana.....	221
5.5.2. - Fuerza de tracción en el cable de refuerzo.....	223
5.6.- FACTORES DE SEGURIDAD.....	225
<b>6.- CONCLUSIONES.....</b>	<b>227</b>
6.1.- CONCLUSIONES.....	229
6.2.- FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	231
6.3.- APORTES DE ESTA TESIS.....	233
<b>THESIS SUMMARY.....</b>	<b>235</b>
1.- THESIS PRESENTATION.....	237
2.- STATE OF THE ART.....	242
3.- IN SITU INSTRUMENTATION.....	250
4.- ANALYSIS OF EXISTING DESIGN METHODOLOGY.....	258
5.- NEW DESIGN METHODOLOGY.....	265
6.- CONCLUSIONS.....	275
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>281</b>



## **1.- Presentación de la tesis**



## **1.1.- JUSTIFICACIÓN DE LA TESIS**

Los sistemas flexibles de alta resistencia anclados al terreno son una de las distintas técnicas existentes para la estabilización de taludes, ya sean de roca o de suelos. Generalmente se limita su aplicación a inestabilidades superficiales en torno a los 3 m de profundidad.

Esta técnica comenzó a aplicarse en Europa en los años 80 y se ha ido extendiendo progresivamente a lo largo de todo el mundo, existiendo un auge creciente en los últimos años, particularmente en nuestra región. Presentan como ventajas frente a otros sistemas de estabilización su reducido impacto visual, así como una escasa interferencia al tráfico durante la instalación.

Consisten en una membrana flexible, formada por una red de cables o una malla de alambre, la cual va sujeta al terreno mediante anclajes, generalmente de barra (bulones), pudiendo incorporar, además, cables de refuerzo horizontales y/o verticales que confluyen en los bulones formando patrones generalmente cuadrados. Su objetivo es evitar que el deslizamiento de un suelo o la caída de una roca alcancen la calzada. Es por ello fundamental su correcto diseño y cálculo para evitar daños materiales y/o humanos sin incurrir en un excesivo sobredimensionamiento.

Generalmente se les atribuye un comportamiento activo, es decir, que son capaces de prevenir que se produzca el deslizamiento, ya sea de un suelo o una roca. Este efecto lo consiguen a través de una pretracción ejercida a la membrana, cables de refuerzo y bulones durante el momento de instalación.



Figura 1.- Membrana flexible anclada al terreno. Ejemplo de red de cables en un talud de roca.



Figura 2.- Membrana flexible anclada al terreno. Ejemplo de red de cables en un talud de suelo.



Figura 3.- Membrana flexible anclada al terreno. Ejemplo de malla de alambre de alta resistencia en un talud de suelo (en proceso de instalación).

A pesar de ser una técnica ampliamente aplicada no existen apenas documentos técnicos oficiales relativos al diseño y puesta en obra de estos sistemas; tan solo, en algunos casos, manuales internos y/o software de cálculo desarrollados por los propios fabricantes que les permiten seleccionar la solución más adecuada para cada intervención. La única referencia encontrada relativa al diseño de estos sistemas está recogida en un manual técnico sobre suelo claveteado publicado en 2005 en el Reino Unido por el CIRIA (Phear et al. 2005). En el manual, se propone un método de diseño muy similar al propuesto por fabricantes e investigadores independientes.

En relación a la investigación sobre el funcionamiento de estos sistemas flexibles, únicamente se han encontrado dos tesis doctorales (Castro Fresno 2000; Da Costa García 2004) que tratan de profundizar en el estudio de la interacción sistema flexible-terreno para el caso de taludes de suelos. En ambos casos, los investigadores asumen la hipótesis inicial de que los sistemas flexibles son activos; es decir, que evitan la aparición de inestabilidades superficiales.

Se han encontrado únicamente dos referencias bibliográficas relativas a la instrumentación de taludes estabilizados mediante sistemas flexibles (Muhunthan et al. 2005; Bertolo et al. 2009). En ninguno de los dos casos se midieron las fuerzas en los cables o alambres de la membrana, siendo, por tanto, una incógnita el valor de la pretracción a la que se somete la misma.

En este contexto surge la idea en el año 2005 de plantear un proyecto de investigación conjunto entre la empresa Malla Talud Cantabria y el Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO) perteneciente a la Universidad de Cantabria, cofinanciado por la empresa pública cántabra SODERCAN, para instrumentar sistemas flexibles instalados en emplazamientos reales. El objetivo general del proyecto y por extensión de esta tesis era lograr un mayor entendimiento de la interacción sistema flexible-terreno para poder mejorar, si era el caso, los métodos de

dimensionamiento existentes. Posteriormente se generaron nuevos proyectos con otras empresas (Iberotalud, Contratas Iglesias) así como con otras entidades públicas (Consejería de Obras Públicas del Gobierno de Cantabria, Principado de Asturias, CDTI) para el desarrollo de nuevas instrumentaciones en emplazamientos reales.

## 1.2.- HIPÓTESIS Y OBJETIVOS ESPECÍFICOS DE LA TESIS

La mayor parte de fabricantes así como investigadores independientes postulan que el funcionamiento de estos sistemas se basa en ejercer una presión sobre el terreno, por medio de una pretensión inicial aplicada en la membrana, de tal manera que *evita* que se produzca la rotura en un talud de suelo o el deslizamiento de un bloque en un talud de roca, denominándolos '*sistemas activos*'. Frente a este comportamiento se encontrarían los '*sistemas pasivos*', los cuales sostienen la masa inestable de terreno una vez que se ha producido la rotura, en el caso de suelos, o el deslizamiento en el caso de rocas; es decir, es una medida paliativa y no preventiva. Al no existir una documentación técnica oficial, generalmente son los propios fabricantes de estos sistemas los que desarrollan sus propios métodos de cálculo, en base a la hipótesis de comportamiento activo. El asumir esta hipótesis condiciona todo el sistema de cálculo, ya que, en la mayor parte de los casos, se plantea un mecanismo de rotura concreto en donde aplicando una determinada presión perpendicular sobre el terreno se consigue que no se alcance el criterio de rotura de Coulomb en suelos o de Barton en rocas, empleando un análisis estático en equilibrio límite.

La hipótesis de comportamiento activo de los sistemas flexibles de alta resistencia no ha sido comprobada por ninguno de los investigadores independientes ni por los principales fabricantes. En relación a la membrana, para que ésta sea considerada como activa; es decir, que sea capaz de ejercer una presión perpendicular sobre el terreno, se deben cumplir dos condiciones:

- El talud debe presentar una forma curva convexa de segundo grado (parábola, circunferencia, catenaria, etc.), no sólo inicialmente sino a lo largo del tiempo, para que las presiones que ejerza una membrana se conviertan en fuerzas de presión sobre el terreno.
- La membrana ha de estar pretensada inicialmente con una tensión concreta  $T$ , en una o dos direcciones, que dependerá de la curvatura del talud (parábola, circunferencia, catenaria, etc.) y del espaciamiento entre bulones.

Tal y como se establece en el método empírico, el primer paso antes de plantear una hipótesis en una investigación es la mera *observación* de un determinado fenómeno. En el contexto de esta tesis, la observación inicial consiste en analizar in situ cómo se instala un sistema de estas características. De esta observación inicial, se ha podido comprobar que en muchos casos el talud no presenta una forma convexa, sino más bien plana, y, en segundo lugar, la fuerza de pretracción inicial que se le aplica a la membrana no es controlada. Todo ello induce a plantear la hipótesis inicial de esta tesis, la cual deberá ser corroborada:

- Hipótesis: Los sistemas flexibles de alta resistencia se comportan de forma pasiva; es decir, que no evitan que se origine la rotura, en el caso de un talud de suelo, o el desprendimiento de un bloque, en el caso de un talud de roca. Su funcionamiento radica en sostener la masa desprendida una vez que se ha producido la inestabilidad.

Para demostrar la hipótesis de partida, se han de plantear los siguientes objetivos mínimos en la tesis:

- Objetivo 1.- ‘Comprobar si la geometría del talud se corresponde a una curva convexa’.
- Objetivo 2.- ‘Averiguar si se aplica una tensión conocida y adecuadamente calculada sobre la membrana en el momento de la instalación’.

Así mismo, se plantearon unos objetivos adicionales, con el propósito de cumplir también con los requerimientos del proyecto de investigación al cual se vinculaba esta tesis, y además ofrecer un aporte adicional relevante al estado del arte:

- Objetivo 3.- ‘Determinar las fuerzas en distintos componentes de una red de cables anclada al terreno’: Medición en cables de la red, cables de refuerzo y cabeza de bulones. Realizar el estudio en varios emplazamientos reales iniciando el registro de datos desde el momento de la instalación y a lo largo de varios meses.
- Objetivo 4.- ‘Revisión crítica de todos los métodos de cálculo existentes’. Describir el proceso de cálculo de cada fabricante e investigador y analizar el grado de cumplimiento de las hipótesis asumidas.
- Objetivo 5.- ‘Desarrollar una nueva metodología de cálculo’: En caso de que el sistema flexible no sea activo sino pasivo, desarrollar una metodología de cálculo más adecuada al verdadero funcionamiento de estos sistemas basada en una simulación numérica que estudie la interacción sistema flexible-masa inestable talud estable.

- Objetivo 6.- ‘Generar unas tablas o fórmulas para el dimensionamiento de los componentes del sistema flexible’: En el caso de que fuera necesario desarrollar una nueva metodología de cálculo, proponer unas tablas o fórmulas sencillas, en particular de la membrana y de los cables de refuerzo, para que se pueda dimensionar el sistema sin tener que recurrir a realizar nuevas simulaciones numéricas.

### **1.3.- ESTRUCTURA DE LA TESIS**

Para completar los objetivos específicos que se han planteado en el apartado anterior se han planteado los capítulos siguientes:

- Capítulo 1: Presentación de la tesis: El presente capítulo. Define la problemática encontrada que justifica la realización de esta tesis, se expone la hipótesis y la estructura de la tesis en base a unas tareas realizadas que materializan los objetivos específicos planteados.
- Capítulo 2: Estado del Arte: Su propósito es buscar información concreta sobre aquellas temáticas que van a ser necesarias para desarrollar los objetivos específicos de esta tesis. Es por ello que se han omitido capítulos generalistas que no aporten información aplicable a la consecución de los objetivos. Se divide en tres apartados:
  - Sistemas flexibles de alta resistencia: Pretende realizar una descripción de los distintos sistemas disponibles en el mercado, indicando los diferentes componentes que los constituyen así como la metodología de puesta en obra. Con este estudio, se

demuestra de manera no experimental, sino mediante revisión bibliográfica y visitas a campo que los taludes no presentan generalmente una forma convexa, y que la pretracción aplicada a la membrana no es controlada.

- Metodologías de cálculo numérico: Una vez que se ha demostrado que los sistemas flexibles no se comportan de forma activa, sino pasiva, entra en juego el definir qué metodología numérica se va a emplear para la simulación del problema. Para ello, es necesario realizar una revisión de las distintas metodologías que existen para posteriormente seleccionar la más adecuada para el problema a modelar.
  - Tecnologías de instrumentación: Antes de llevar a cabo la instrumentación de diversas redes de cable fue necesario realizar una revisión bibliográfica de las distintas tecnologías disponibles en el mercado, para seleccionar la más adecuada teniendo en cuenta también los costes de adquisición de los sensores y equipo de adquisición de datos.
- Capítulo 3: Instrumentación in situ: Con este capítulo se pretende cuantificar los niveles de fuerza en los distintos componentes de una red de cables anclada al terreno, para finalmente reforzar la hipótesis de que los sistemas flexibles no pueden ser activos ya que la pretracción inicial es despreciable.

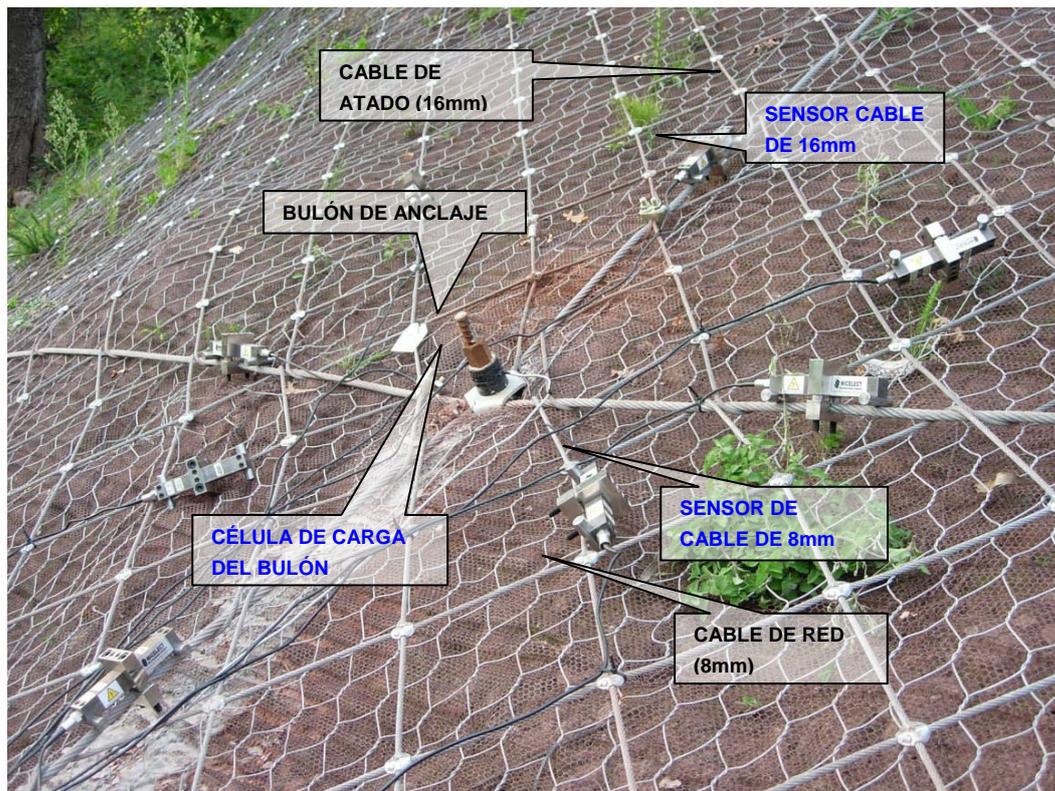


Figura 4.- Instrumentación en una red de cables (Carmona, Cantabria).

- Capítulo 4: Análisis de los métodos de cálculo existentes: En capítulos anteriores ya se ha obtenido la información suficiente para demostrar que los sistemas son activos. En este capítulo lo que se pretende es describir todos aquellos métodos de cálculo que se han podido encontrar en información publicada, bien sea en documentos científicos como en manuales técnicos o software de cálculo de fabricantes, para efectivamente hacer patente que la inmensa mayoría se basa en la hipótesis de comportamiento activo. Es por ello que se concluye en este capítulo con la necesidad de plantear una nueva metodología de cálculo basada en una simulación numérica.
- Capítulo 5: Nueva metodología de diseño: Una vez demostrado que el sistema no es activo y que los métodos de cálculo actuales no son válidos

se desarrolla una nueva metodología de diseño basada en la simulación numérica de la interacción sistema flexible-masa inestable-talud estable.

- Modelización del problema: El método consiste en simular en 2D la caída de una masa inestable, un círculo de rotura en suelos, o una cuña en rocas, que está confinada entre una superficie fija que es el talud estable, una superficie deformable que es la membrana, y unos muelles que simulan el efecto conjunto de los cables de refuerzo y bulones. La simulación parte de conocer las dimensiones del círculo de rotura o cuña pésimas, las cuales se han determinado previamente mediante softwares para el cálculo de estabilidad de taludes. En la simulación, la masa de suelo inestable cae por su propia gravedad, no siendo necesario imponerle una velocidad inicial. La masa finalmente se detiene como consecuencia de las reacciones que ejercen sobre ella la membrana, el talud estable y los cables de refuerzo-bulones. El momento que interesa registrar es aquel en el que se desarrollan las mayores fuerzas en cada componente, el cual no coincide con el momento en que se detiene la masa inestable, sino antes. Se define la metodología de cálculo numérica empleada, así como la formulación para cada componente del sistema a emplear además de otros parámetros dependientes de las condiciones del terreno.
- Fuerza de tracción en la membrana: Ya que uno de los objetivos de esta tesis era proponer fórmulas o tablas sencillas para el cálculo de cada uno de los componentes, se pretende plantear

un modelo de regresión en función de 6 variables principales con las que se puede definir un escenario o caso. Se ha elegido un talud de suelo para generar el modelo de regresión, ya que la modelización de este problema presenta la singularidad del empleo de la discretización mediante partículas SPH ('Smooth Particle Hydrodynamics'), la cual se considera la más adecuada para describir el comportamiento de una masa de terreno sujeta a grandes distorsiones durante su caída. Para ello se ha planteado un Diseño de Experimentos para 6 variables, obteniendo un total de 45 casos distintos a resolver mediante simulaciones numéricas. Una vez resueltos, se generan distintos modelos de regresión y se elige aquel que sea mejor predictor y con menores residuos. Para el caso de taludes de roca no sería necesario recurrir a este tipo de discretización sin mallas, sino a un mallado lagrangiano.

- Fuerza de tracción en los cables de refuerzo: De la misma manera que con la membrana en el apartado anterior, se plantea un modelo de regresión aprovechando las simulaciones numéricas ya ejecutadas.
- Pautas para el dimensionamiento de los bulones: Se considera que las distintas metodologías existentes para el cálculo de 'Suelo Claveteado' o 'Soil Nailing' pueden ser suficientes para dimensionar este componente del sistema flexible, luego en este sentido no se propone ninguna metodología de cálculo nueva. Sin embargo, sí que se han seleccionado las fórmulas más

adecuadas a emplear, a criterio de la autora, en función del tipo de acción al que esté sometido el bulón para comprobar la integridad estructural, ya que existe una cierta discrepancia entre autores entre los métodos de verificación a aplicar.

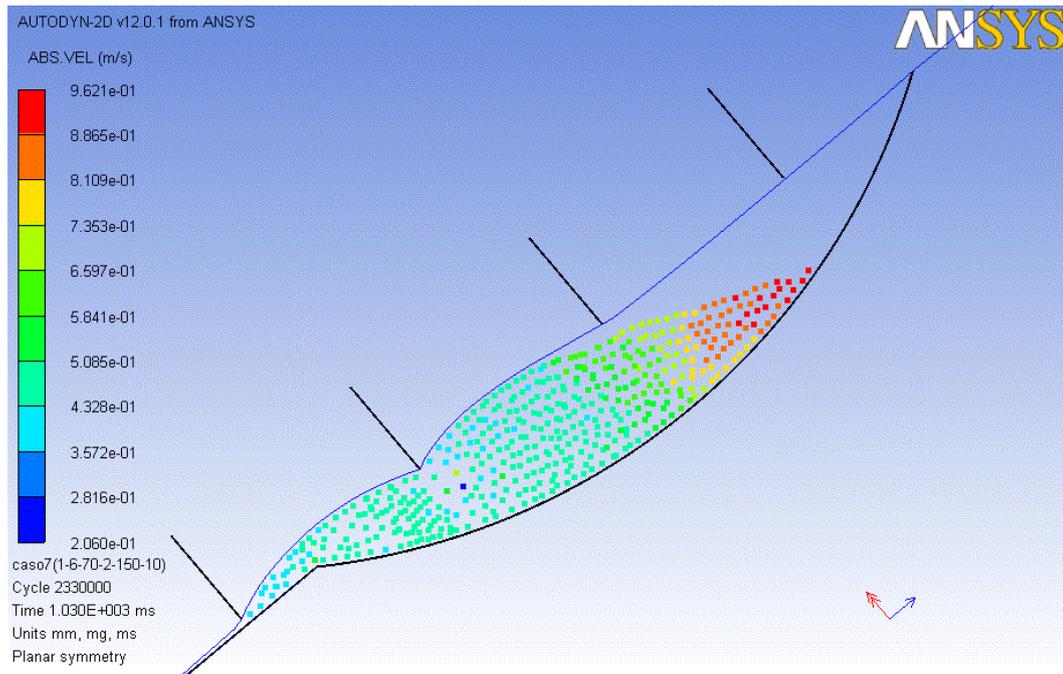


Figura 5.- Ejemplo de una simulación numérica de un talud de suelo. Círculo de rotura discretizado con SPH.

- Capítulo 6: Capítulo final: Se resumen las conclusiones ya expuestas en capítulos anteriores, se definen futuras líneas de investigación y se enumeran los aportes concretos al estado del arte que se han generado en esta tesis.

En la Tabla 1 se muestra una relación de los objetivos específicos que se han planteado en esta tesis, materializados con una serie de tareas cuyo desarrollo se ha ubicado en un apartado concreto del presente documento, con un criterio de ordenación lógica de contenidos, más que de orden cronológico de realización.

Tabla 1.-Relación entre objetivos específicos con tareas y apartados de la tesis.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS		TAREAS		APARTADO
1.	Comprobar si la geometría del talud se corresponde a una curva convexa	1.	Revisión de manuales de instalación de fabricantes	2.1
		2.	Visita a campo de diversos sistemas flexibles durante el momento de la instalación	4.6
2.	Averiguar si se aplica una tensión conocida y adecuadamente calculada sobre la membrana en el momento de la instalación	1.	Revisión de manuales de instalación de fabricantes	2.1
		2.	Visita a campo de diversos sistemas flexibles durante el momento de la instalación	4.6
3.	Determinar las fuerzas en distintos componentes de una red de cables	4.	Selección la metodología de instrumentación más adecuada	2.3
		5.	Instrumentación diversos emplazamientos y registrar datos de forma periódica	3
4.	Revisión crítica de todos los métodos de cálculo existentes	3.	Revisión y análisis crítico de métodos de cálculo de fabricantes e investigadores independientes	4
5.	Desarrollar una nueva metodología de cálculo	6.	Selección de la metodología de simulación numérica más adecuada	2.2
		7.	Desarrollo de un método de cálculo basado en una simulación numérica	5.1
6.	Generar unas tablas o fórmulas para el dimensionamiento de los componentes del sistema flexible	8.	Establecimiento de formulas sencillas para el dimensionamiento de los componentes	5.2, 5.3, 5.4

## **2.- Estado del arte**



Tal y como ya se introdujo en el capítulo anterior, el objetivo del Estado del Arte es recabar información no sólo sobre los sistemas flexibles sino también sobre aquellas metodologías de instrumentación y cálculo que se vayan a emplear en esta tesis para conseguir los objetivos propuestos en la misma. En este sentido, el Capítulo 2 se divide en tres apartados: El primero se dedica a describir los componentes y la forma de instalación de los principales sistemas flexibles disponibles en el mercado. En el segundo apartado, ‘Metodologías de cálculo numérico’, se describe someramente las características principales que diferencian unos métodos numéricos de otros, para poder seleccionar la más adecuada para la modelización de nuestro problema. En el tercer y último apartado, ‘Tecnologías de instrumentación’, se realiza una recopilación de las principales tecnologías de medida de deformaciones/desplazamientos, de cara a seleccionar la más apropiada y viable económicamente para la instrumentación in situ de redes de cables instaladas en emplazamientos reales.

## **2.1.- SISTEMAS FLEXIBLES DE ALTA RESISTENCIA**

El objetivo de este apartado es recabar información sobre los principales sistemas flexibles anclados al terreno para la estabilización de taludes. Se pretende con este apartado el describir los componentes así como el sistema de instalación para comprender mejor el mecanismo de interacción sistema flexible-terreno. La información aquí mostrada procede de manuales técnicos de fabricantes, visitas a obra durante el proceso de instalación, así como revisión de una base de datos propia del grupo de investigación GITECO con fotografías de emplazamientos reales.

### **2.1.1.- GENERALIDADES**

Los sistemas flexibles son una técnica de estabilización superficial de taludes y laderas que trata de minimizar los daños ocasionados en carreteras como consecuencia del desprendimiento de una roca o del deslizamiento de un

suelo. Consisten en membranas formadas por redes de cable o mallas de alambre sujetas al terreno mediante anclajes y/o bulones, pudiendo ser de alta o baja resistencia. Esta técnica que comenzó empleándose en los años 70 en Europa (Peckover and Kerr 1976) se ha extendido enormemente motivado principalmente por el bajo impacto visual que posee, y la escasa interferencia en el tráfico durante su instalación.

Tal y como ya se ha introducido en apartados anteriores, el objetivo principal de estos sistemas es evitar que se produzca el deslizamiento de un suelo o la caída de una roca, y en el caso de que se produjera, tratar de guiarlo hasta la cuneta o retenerlo de tal manera que no invada la calzada de la carretera. Su rango de trabajo se restringe a las inestabilidades superficiales, de tal manera que generalmente se pretende actuar sobre espesores de talud inferiores a 3 m.

Los sistemas flexibles de alta resistencia generalmente se consideran activos, es decir, que son capaces de prevenir deslizamientos. Supuestamente son capaces de ejercer una cierta presión sobre el terreno mediante una pretensión inicial sobre la membrana flexible que envuelve a la zona inestable. Para definir las características generales comunes de estos sistemas se han analizado un total de doce productos fabricados por siete compañías distintas.

Una de las tipologías de sistemas flexibles de alta resistencia son las redes de cable. Se han revisado un total de seis empresas distintas que fabrican redes de cable, cuyos productos reciben la siguiente designación:

- Iberored® (MTC 2004)
- Pentifix® (Torres Vila 1999) (en desuso)
- Panel HEA® (Maccaferri Asia 2008)

- RCA® (Tubosider Española )
- ASM® (Tubosider Española )
- Anonet® (AVAROC 2007a)
- GTS® (AVAROC )
- *Fillets en cable*® (Saggam )

Otra tipología de sistemas flexibles son las mallas de alambre. Se han encontrado cuatro empresas que comercialicen esta tipología, cuyos productos reciben la siguiente designación:

- Tecco® (Geobrugg Ibérica 2008)
- Spider® (Geobrugg 2005a; Geobrugg 2005b)
- MFI® (Inchalam 2010)
- HPN® (AVAROC 2007b)

En contraposición a los sistemas flexibles de alta resistencia se encuentran los de baja resistencia. Se suele restringir su aplicación a dirigir pequeños fragmentos de roca desde la zona de desprendimiento a la cuneta de la carretera, evitando que invadan la calzada, no siendo su cometido el sostener el fragmento de roca desprendido ni tampoco el evitar el desprendimiento del mismo. Estos sistemas son siempre pasivos ya que no se pretensa la membrana en el momento de su instalación. Para este caso generalmente se emplea como membrana malla de alambre de triple torsión sujeta en coronación y en los laterales de la zona a estabilizar. La malla de alambre de triple torsión, además de presentar una menor resistencia que las redes de cable o las mallas de alta resistencia, poseen una capacidad de deformación

mayor, no considerándose adecuadas por los fabricantes para la prevención de deslizamientos. En el caso de que las carreteras no posean una cuneta lo suficientemente amplia como para poder acumular pequeños fragmentos de roca, también se emplean mallas de alambre ceñidas al talud y reforzadas con cables formando paños o cruces de entre 2 a 6 m de tal manera que retengan el fragmento de roca desprendido, evitando su caída a la cuneta. Y una tercera aplicación de las mallas de alambres de baja resistencia es servir como membrana más cerrada que quedaría por debajo de una red de cable, siendo esta última la que desempeñaría el verdadero papel resistente del sistema de estabilización.

### 2.1.2. - REDES DE CABLE

Las redes de cable ancladas al terreno están constituidas por los siguientes elementos:

- Red de cables: fabricada con cable trenzado de acero galvanizado de entre 8 y 10 mm que forman una trama de cuadrículas de entre 200 mm y 300 mm. Los cables se sujetan en los cruces que forman la trama de la red a través de grapas o con alambre.
- Cables de refuerzo y perimetrales: se emplean para ceñir la red al terreno y rigidizar el sistema a través de su conexión con los bulones centrales y anclajes de cable perimetrales. Tienen un diámetro variable, en función del fabricante, pero oscilan entre los 8 mm y los 20 mm. Los cables de refuerzo; se distribuyen en horizontal y vertical formando paños de entre 2 m a 6 m, generalmente cuadrados pero también rectangulares. En los cruces de los cables horizontales y verticales se dispone de un bulón para sujetar al terreno la confluencia de los mismos junto con la membrana a

través de una placa de sujeción y tuerca. Los cables perimetrales cierran el contorno de la zona a estabilizar.

- Bulones: los bulones (barras GEWI o similar) se disponen en los cruces de cables de refuerzo.
- Anclajes de cable: se emplean en el contorno de la zona a estabilizar para arriostrar y tensar los cables perimetrales.
- Placas de anclaje: sujetan al terreno la confluencia de cables de red y cables de refuerzo a través de una tuerca roscada en el bulón, que se coloca por encima de la placa.

Una vez instalada la malla de triple torsión (presente en la gran mayoría de los casos), se procede a la instalación de la red. Durante el proceso de instalación, los paños de red de cable se van colocando desde la coronación al pie del talud. Los paños se sujetan unos a otros bien mediante casquillos o mediante el entrelazado de otro cable, dependiendo del fabricante. En las esquinas de los paños se realizan sendas perforaciones en donde irán colocados bulones intermedios. Se practica una pequeña depresión alrededor de la perforación, para que los cables de refuerzo adquieran una forma sensiblemente convexa. Adicionalmente se colocan cables de refuerzo en dirección vertical y/o horizontal, los cuales son sometidos a una pretensión, antes de apretar bulones intermedios. En el caso de emplear cables de cosido entre paños, estos mismos suelen realizar también la función de cable de refuerzo. Salvo en el caso de que se empleen casquillos de unión entre paños, éstos se suelen separar unos 20cm, para que al tensar los cables de cosido/refuerzo, estos impriman una cierta pretracción a la red. El siguiente paso es el tensado hacia el exterior de los cables de refuerzo perimetrales, los cuales permiten ejercer una cierta pretensión sobre la red. A continuación, los extremos de los cables de refuerzo se hacen pasar a través de unas

eslingas ancladas al terreno en el perímetro de la actuación lo que permite que una vez tensados los extremos de los cables de refuerzo, éstos se fijan a sí mismos mediante sujetacables. Este proceso de pretensado se realiza tanto para cables de refuerzo horizontales como verticales. Como paso final se procede al apriete de los bulones internos.

Tal y como se ha plasmado en párrafos anteriores, el proceso de tensado del sistema se realiza de forma directa sobre los cables de refuerzo, y de forma indirecta sobre la propia red de cables. El nivel de tensión adquirido por la red dependerá del desplazamiento hacia los exteriores que se le consiga dar como consecuencia del tensado de los cables perimetrales, así como de la distancia inicial a la que se separan los rollos verticales de red. No obstante, a la vista de los registros de datos, queda patente que el tensado en la red es muy reducido, siendo más notorio en los cables de refuerzo.

Dentro de la tipología de redes de cables, se ha encontrado también una variante un tanto particular en donde la red está formada por anillos de cable trenzado (Anonet® y ASM®). Al igual que el resto de redes de cable, se fabrican en paños los cuales deben ser unidos en obra mediante cables de cosido que a la vez pueden ejercer la función de cables de refuerzo.



Figura 6.- Red de cables.

### 2.1.3. - MALLAS DE ALAMBRE

Tal y como ya se ha adelantado en el apartado 2.1.1, cuando hablamos de mallas de alambre nos referimos a aquellas de elevada resistencia y rigidez; es decir que están pensadas para estabilizar taludes y no únicamente como cortina de protección. Por lo tanto, en este apartado no se pretende incluir a una malla típica de triple torsión fabricada con un acero convencional. Los principales elementos que constituyen este sistema son:

- Malla de alambre: de simple torsión, fabricada con alambre de acero de media resistencia (600-800 N/mm<sup>2</sup>) a alta resistencia (hasta 1700 N/mm<sup>2</sup>). Generalmente forman cuadrados o rombos de dimensiones y secciones de alambre variables según el producto, pero suelen oscilar entre los 3 a 6 mm. Se fabrica en rollos, en lugar de paños, como es el caso de las redes de cable.

- Clips: determinados fabricantes los emplean para unir rollos de malla de alambre y dar continuidad a la membrana. Se solapan una o dos columnas de cuadrados/rombos de un rollo y el adyacente y se colocan estos clips apretándolos posteriormente.
- Cables de cosido: es otro sistema de unión de rollos, en lugar de los clips. Estos cables pueden hacer las veces también de cables de refuerzo.
- Cables de refuerzo: su empleo es opcional. Generalmente se disponen en filas horizontales, aunque también se pueden colocar en filas verticales.
- Cables perimetrales: los cables perimetrales cierran el contorno de la zona a estabilizar, aunque no siempre se emplean.
- Placas de sujeción: sujetan la malla al terreno a través de una tuerca roscada en el bulón. La fuerza de apriete de la placa sobre el terreno, según un fabricante, puede llegar hasta 50 kN (ver Figura 8).
- Bulones: los bulones (barras GEWI) se disponen en filas y columnas con una separación constante, pero no se buscan patrones de paño cuadrado, sino que su disposición queda alternada. Se emplean tanto para las zonas del interior de la malla como para el perímetro.
- Anclajes de cable: en determinadas ocasiones se emplean en el perímetro del sistema.

El proceso de instalación del sistema es bastante similar al de las redes de cable, con la salvedad de que los cables de refuerzo no siempre se emplean.



Figura 7.- Malla de alambre de alta resistencia.

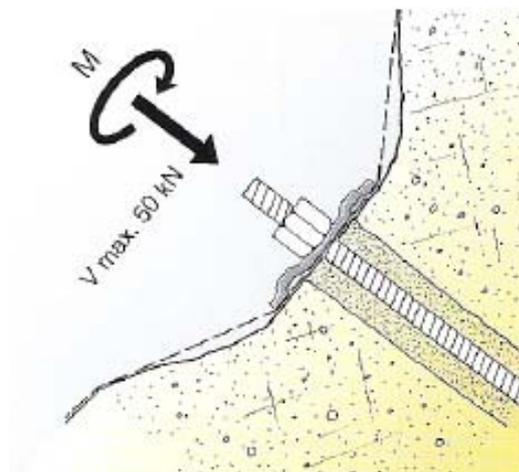


Figura 8.- Fuerza de apriete aproximada sobre bulones (Geobruigg North America 2005).

#### 2.1.4. - INSPECCIÓN VISUAL DE EMPLAZAMIENTOS REALES

Paralelamente al análisis bibliográfico de los manuales de los fabricantes, se han visitado diversos emplazamientos en donde se habían instalado sistemas flexibles anclados al terreno. Además de las visitas in situ, se han revisado

una serie de fotografías realizadas por investigadores de la Universidad de Cantabria de otros taludes para reforzar la información. En la mayor parte de los casos revisados, la geometría del talud es plana, ya que se corresponde a un talud artificial. En otros casos, en particular en taludes naturales de suelos en donde ya se había producido un desprendimiento, la geometría presenta una forma cóncava. En otros casos, tales como taludes de roca naturales o artificiales o taludes de suelo naturales que no hayan sufrido ninguna inestabilidad, la geometría del terreno es heterogénea, presentando irregularidades que definen zonas convexas, cóncavas y planas.

#### 2.1.5. - CONCLUSIONES

De la revisión bibliográfica de los distintos manuales técnicos de los fabricantes así como de diversas visitas a obras y análisis de fotografías existentes, se puede constatar que la tensión que se aplica a la membrana no parece estar controlada en el momento de la instalación.

Todas estas evidencias demuestran, sin haber cuantificado cuál sería la pretracción de la membrana, que los sistemas no pueden ser considerados activos en la mayor parte de los casos, y si así lo son, es más por un hecho azaroso en puntos aislados de la superficie a estabilizar que por la aplicación de un diseño y puesta en obra adecuados.

## 2.2.- METODOLOGÍAS DE CÁLCULO NUMÉRICO

Se pretende con este apartado realizar una breve descripción de las principales metodologías de cálculo numérico disponibles en softwares comerciales, para poder seleccionar más adelante la más adecuada para modelizar el problema de la interacción sistema flexible - terreno. Se ha considerado necesario realizar además una breve introducción de los conceptos generales básicos empleados en el ámbito de la metodología

numérica para poder comprender mejor las ventajas que nos ofrecen unos softwares frente a otros.

### 2.2.1. - CONSIDERACIONES PREVIAS

El abordar la resolución de la interacción entre un sistema flexible y el terreno es un problema de gran complejidad. Hay que considerar un mecanismo de interacción que caracterice tanto al sistema en su estado inicial en reposo (cuando se acaba de instalar), como ante la eventual situación de que una franja de terreno que se desprende del talud sano comience a deslizar, interactuando con la membrana, hasta que llegue un momento en que la situación se equilibre alcanzando de nuevo el reposo. Se considera imprescindible analizar el proceso transitorio de la interacción membrana-terreno deslizando, ya que es posible que sea en algún momento de ese periodo, cuando se alcance la situación pésima para el sistema flexible en cuanto a esfuerzos se refiere.

Tratar de implementar un modelo sencillo para que represente la interacción sistema-terreno de forma analítica no sería viable, ya que habría que introducir tantas simplificaciones que dejaría de reproducir la situación real. Por ello se considera necesario realizar un breve resumen de las principales metodologías de cálculo numérico, para, posteriormente, seleccionar la más adecuada teniendo en cuenta la naturaleza del problema a modelizar.

En general, la filosofía de cualquier método numérico relativo a la resolución de problemas de mecánica de los medios continuos, hidrodinámica, termodinámica, electromagnetismo, etc. busca resolver ecuaciones de gobierno complejas, para cualquier tipo de geometría, en determinados puntos o elementos, y determinando la solución para el resto del medio continuo a través de funciones de interpolación entre los mismos. El discretizar el medio, pretende, por un lado, establecer funciones de interpolación que describan todo el medio continuo a través de datos de un medio discontinuo, pero también, poder simplificar las ecuaciones de

gobierno. Es por ello que las características comunes a cualquier método numérico para describir un medio físico continuo son:

- Discretización del medio
- Funciones de interpolación
- Ecuaciones de gobierno (o funciones simplificadas de las mismas)
- Método numérico para la resolución de la ecuación de gobierno
- Sistema de ecuaciones que englobe las ecuaciones de gobierno de cada uno de los puntos o celdas de la discretización (ensamblaje)
- Aplicación de las condiciones de contorno e iniciales

## 2.2.2. - CONCEPTOS GENERALES

### 2.2.2.1- Discretización con mallas

Esta metodología divide el dominio espacial del modelo en una serie de subdominios denominados elementos, definiendo sobre ellos una serie de ecuaciones constitutivas, dependiendo del problema físico a analizar. La característica principal de este tipo de discretización es que los elementos permanecen unidos a los adyacentes en todo momento, no siendo posible ni la separación ni el solape de dos elementos.

Otra de las limitaciones que presenta esta metodología de discretización es que si un elemento adopta una forma muy distorsionada respecto a la forma inicial (caso habitual en análisis con grandes deformaciones), puede que el sistema de ecuaciones planteado no pueda resolverse. En esos casos, la mayoría de los programas de cálculo llevan implementada una función de adaptación del mallado cuando se detecte un determinado nivel de distorsión

de los elementos. No obstante, esta técnica de remallado conlleva un esfuerzo computacional elevado (Zienkiewicz et al. 2005). Por otro lado, la regeneración del mallado sigue sin resolver el problema de caracterizar el fenómeno de las fracturas ni la disgregación de partículas.

#### *2.2.2.2- Discretización sin mallas*

Es una nueva metodología de discretización que surgió a finales de los años 60, en donde el medio continuo es caracterizado por medio de puntos que concentran las variables objeto de estudio (grados de libertad). Existen varios métodos asociados a esta técnica, presentando cada uno sus peculiaridades de cara a los criterios de discretización que aplican, así como a la selección de las funciones de interpolación.

No obstante, todos estos métodos tienen como finalidad el evitar los problemas detectados con la metodología del mallado, como la distorsión de elementos o la modelización de fracturas o dispersión de partículas.

De forma general, esta metodología plantea el discretizar el espacio continuo en puntos, para aplicar el método de colocación. La técnica de la colocación se fundamenta en la búsqueda de un polinomio de coeficientes desconocidos que trate de ajustarse a la ecuación de gobierno del problema. Después, se trata de ajustar la función en todo el dominio por mínimos cuadrados (o mínimos cuadrados móviles) entre la función polinómica de aproximación y los valores reales (también desconocidos) en cada punto. Al imponer esta condición, se obtiene la expresión de la función polinómica, que emplea los valores de la función real en cada punto (incógnitas o grados de libertad) y una serie de coeficientes conocidos.

#### *2.2.2.3- Enfoque lagrangiano*

Este enfoque considera que la discretización se mueve con el propio dominio. Se aplica a la gran mayoría de los campos de la física: análisis mecánico

(problemas estáticos, dinámicos y análisis de vibraciones), análisis térmicos, campos eléctricos y magnéticos, etc.

En el caso de un análisis mecánico en donde interesa conocer el estado tensodeformacional de un cuerpo, este enfoque implicaría discretizar el sólido objeto de estudio bien con una malla o bien a través de puntos (ver apartado 2.2.3.5). Si el cuerpo experimenta deformaciones o se desplaza, la malla o el conjunto de puntos también lo hacen con él. La variable fundamental que se pretende conocer es el desplazamiento en los nodos de los elementos, y los datos que se disponen son las fuerzas externas que actúan (o desplazamientos impuestos).

En el caso de realizar la discretización mediante puntos, se pueden establecer condiciones de ‘separación’, es decir, que un determinado punto se le considere no perteneciente al cuerpo inicial si su distancia respecto a puntos adyacentes es superior a un determinado valor. De esta manera, se pueden estudiar fenómenos de fractura, disgregación de partículas, caracterización más precisa de la superficie libre de un fluido, etc.

#### *2.2.2.4- Enfoque euleriano*

Consiste en definir una malla fija en el dominio de estudio, y analizar las propiedades del material que va atravesando cada celda del dominio. Este enfoque se suele aplicar al estudio de fluidos, dado que requieren de un menor esfuerzo computacional que si se emplease el enfoque lagrangiano.

Este enfoque se emplea principalmente en fluidos, ya que la variable fundamental que interesa determinar es el campo de velocidades a lo largo del dominio, y no el desplazamiento que sufre cada celda. Este hecho fundamental implica que la forma de abordar la solución con menos coste computacional sea plantear las ecuaciones de conservación de la masa para celdas fijas que no se mueven con el dominio. De esta manera, la solución al

problema, se presenta en forma de un campo de velocidades en un problema estacionario o transitorio para todo el dominio.

#### 2.2.2.5- Análisis estático

En un análisis estático existe la necesidad de discretizar el espacio (común a cualquier método numérico que describa un dominio continuo), pero no la discretización del tiempo, ya que las propiedades físicas no dependen del mismo.

Para el caso de modelizar el estado tensodeformacional de un sólido mediante elementos finitos (ver apartado 2.2.3.2), la ecuación de gobierno deriva en la resolución del siguiente sistema de ecuaciones:

$$[F] = [K][d] \quad [1]$$

$[F]$ : Vector de fuerzas exteriores en los nodos

$[K]$ : Matriz de rigidez del sistema

$[d]$ : Vector de desplazamientos en los nodos

#### 2.2.2.6- Análisis dinámico

Se considera análisis dinámico (de estructuras) cuando en la ecuación de gobierno intervienen fuerzas de inercia (derivadas de la aceleración del cuerpo) y fenómenos de amortiguamiento (derivados de considerar la reología del material). Ello implica la necesidad de incluir a la variable tiempo en la resolución del sistema de ecuaciones.

Para el caso de un sólido deformable, la ecuación de gobierno, en su forma más general, se puede expresar de la siguiente manera:

$$[F] = [M][\ddot{u}] + [C][\dot{u}] + [K][u] \quad [2]$$

$[F]$ : Vector de fuerzas externas aplicadas en los nodos

- [ $M$ ]: Matriz de masas del sistema
- [ $C$ ]: Matriz de amortiguamiento del sistema
- [ $K$ ]: Matriz de rigidez del sistema
- [ $\ddot{u}$ ]: Vector de aceleraciones en los nodos
- [ $\dot{u}$ ]: Vector de velocidades en los nodos
- [ $u$ ]: Vector de desplazamientos en los nodos

La forma de abordar estos problemas se fundamenta en realizar, a parte de una discretización del espacio, una discretización del tiempo. Para abordar el problema, se consideran que las fuerzas externas actúan durante un determinado periodo de tiempo. De esta manera se resuelve el sistema de ecuaciones para sucesivos incrementos de tiempo y escalones de fuerza externos asociados, vinculando la solución del instante  $t+1$  con la del instante  $t$ . Se parte, además, del conocimiento de unas condiciones de contorno e iniciales (desplazamientos, velocidades y aceleraciones para  $t=0$ ).

#### 2.2.2.7- *Análisis lineal*

Hace referencia a la tipología de análisis en donde el material no sufre cambios relevantes en sus parámetros básicos (módulo de elasticidad, densidad, viscosidad, etc.) como consecuencia del cambio de las variables de estudio (desplazamientos, velocidades, esfuerzos internos). Así mismo, la geometría del material se supone que es aproximadamente estable a lo largo del proceso de cálculo, y que ligeras deformaciones en la misma no producen cambios sustanciales en la sección o momento de inercia de la misma.

#### 2.2.2.8- *Análisis no lineal*

Cuando determinadas características del material (densidad, módulo de elasticidad, viscosidad, etc.) o bien la propia geometría del mismo (grandes deformaciones), puedan variar de forma sustancial con las magnitudes a estudiar (desplazamientos o velocidades, fuerzas internas), se precisa una

resolución escalonada del problema. En el caso de análisis tensodeformacionales, la matriz de rigidez  $k$  es recalculada para cada escalón de carga, teniendo en cuenta en ella la nueva rigidez del material o la nueva geometría.

Para el caso de un análisis tensodeformacional, dicho escalonado se fundamenta en ir imponiendo pequeños incrementos de carga, y resolver el sistema para cada uno de los pasos, actualizando si fuera necesario la matriz de rigidez del sistema para el paso siguiente.

#### 2.2.2.9- Análisis implícito

Es el método de resolución habitual de los sistemas de ecuaciones cuando se estudia un fenómeno estático, ya sea lineal o no lineal. Requiere un elevado esfuerzo computacional, pero proporciona soluciones más precisas y es, por lo general, incondicionalmente convergente. Es decir, para el caso de un análisis dinámico mediante un método implícito, los incrementos de tiempo elegidos no influyen en la estabilidad de la solución.

Un método implícito es aquel en el que la variable desconocida depende de variables conocidas y de una función de ella misma, apareciendo la incógnita a ambos lados de la ecuación.

$$x(t+h) = x(t) + hf(x(t+h)) \quad [3]$$

$x(t+h)$ : Variable incógnita en el instante  $t+h$

$x(t)$ : Variable conocida en el instante  $t$

$h$ : Incremento de tiempo

$f(x(t+h))$ : Función conocida que depende de la variable desconocida  $x(t+h)$

#### 2.2.2.10- Análisis explícito

Se aplica generalmente para resolver problemas dinámicos mediante diferencias finitas (ver apdo. 2.2.3.1). Se requiere menor esfuerzo

computacional que en un análisis implícito aunque las soluciones son algo menos precisas. Es necesario, además, elegir un intervalo de tiempo máximo que cumpla la condición de Friedrich-Courant-Levy para que la solución sea condicionalmente convergente.

Un método explícito es aquel en el que la variable desconocida depende directamente de variables conocidas, apareciendo la incógnita a un único lado de la ecuación.

$$x(t+h) = x(t) + hf(x(t)) \quad [4]$$

$x(t+h)$ : Variable incógnita en el instante  $t+h$

$x(t)$ : Variable conocida en el instante  $t$

$h$ : Incremento de tiempo

$f(x(t))$ : Función conocida que depende de la variable conocida  $x(t)$

### 2.2.3. - METODOLOGÍAS

#### 2.2.3.1- Diferencias finitas

Desarrollado en 1928 (Courant et al. 1967), constituyó uno de los primeros métodos numéricos para abordar la resolución de ecuaciones en derivadas parciales, ya que es la forma más intuitiva de aproximarse a la solución mediante métodos numéricos.

Consiste en la sustitución de la ecuación de gobierno que rige el fenómeno físico en derivadas parciales por una ecuación en diferencias finitas. El dominio del espacio se discretiza en una serie de celdas, generalmente de forma regular (cuadrada, rectangular), seleccionando unos incrementos de las coordenadas espaciales ( $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$ ) que definen el tamaño de celda. El dominio del tiempo también puede ser abordado a través de su discretización en incrementos de tiempo conocidos ( $\Delta t$ ).

El valor de una determinada variable en un determinado punto del espacio y para un determinado instante, dependerá del valor definido en celdas adyacentes y de su valor en un instante de tiempo anterior. De esta manera, se puede establecer un sistema de ecuaciones en donde las incógnitas serían los valores de las variables en distintos instantes de tiempo y en los vértices de las celdas espaciales. Conociendo los valores en el contorno y para el instante inicial, se puede resolver el sistema de ecuaciones.

Se pueden plantear las ecuaciones de forma explícita o implícita, tanto para la discretización del dominio espacial como temporal. Sin embargo, generalmente se emplea la expresión explícita para resolver ecuaciones en diferencias finitas.

Este tipo de formulación se suele emplear para abordar la resolución de problemas dinámicos (lineales o no lineales), tanto en su dominio espacial como temporal. Así mismo, la formulación puede aplicarse para un enfoque lagrangiano o euleriano. Los campos de la física en donde se suele emplear este método son los fenómenos de propagación térmica y para la modelización de fluidos. En el campo del análisis tensodeformacional esta metodología se suele emplear para el caso de fenómenos dinámicos (p.ej. impactos).

Presenta la ventaja de que requiere menor esfuerzo computacional que el método de los elementos finitos, aunque proporciona resultados algo menos precisos.

En el mercado existen pocos programas que empleen la técnica de las diferencias finitas para la resolución de problemas de caracterización tensodeformacional en el ámbito estático. Cabe destacar, dentro del ámbito de la ingeniería geotécnica, el programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), del grupo Itasca. Emplea un enfoque lagrangiano, con análisis explícito para fenómenos estáticos no lineales.

Para análisis tensodeformacionales en régimen dinámico, la mayoría de los programas emplean esta metodología numérica.

### *2.2.3.2- Elementos finitos*

Se asume que la persona que desarrolló el método fue Courant en 1943, si bien diversos matemáticos e ingenieros han ido aportando contribuciones al método desde finales del siglo XIX, y también de forma posterior a la primera implementación del método por Courant. Los matemáticos aplicaban el cálculo variacional para la resolución de ecuaciones en derivadas parciales (EDPs), mientras que los segundos abordaron el problema a través de la división de una estructura en pequeños componentes denominados elementos con leyes tensodeformacionales más simples. Hoy en día ambos enfoques están unificados, y gracias al aporte matemático, se ha conseguido crear un soporte general para la resolución de cualquier ecuación de gobierno en EDPs, para cualquier geometría del dominio continuo (Zienkiewicz et al. 2005).

Para el caso de un análisis tensodeformacional, en primer lugar, se discretiza el medio continuo (la estructura objeto de estudio) en una serie de elementos. Los elementos quedan definidos por una serie de nodos, que pueden ser los propios vértices geométricos del elemento y puntos intermedios adicionales. Sobre estos elementos se eligen unas ecuaciones constitutivas que rigen la relación entre esfuerzos y deformaciones (barras biarticuladas, vigas, placas, sólidos). Las expresiones que vinculan los esfuerzos y las deformaciones en un elemento se expresan en función de las variables nodales (deformaciones y esfuerzos en los nodos). A continuación se procede al ensamblaje de las distintas ecuaciones constitutivas de cada elemento en un sistema de ecuaciones global de toda la estructura. En este sistema las variables dependientes son, generalmente, los desplazamientos nodales, y las independientes las fuerzas nodales. Este sistema de ecuaciones se suele expresar de forma matricial:

$$[F] = [K][d] \quad [5]$$

$[F]$ : Vector de fuerzas exteriores en los nodos (de toda la estructura)

$[K]$ : Matriz de rigidez del sistema (matriz ensamblada)

$[d]$ : Vector de desplazamientos en los nodos (de toda la estructura)

La matriz K representa los esfuerzos que se originan en la estructura (axiles, flectores, torsores) como consecuencia de unos movimientos unitarios (deformaciones, giros diferenciales, etc.). Esta matriz describe a toda la estructura objeto de cálculo y surge de ir ensamblando matrices más simples que definen sólo los esfuerzos y deformaciones en los nodos de elementos sencillos. A través de una adecuada nomenclatura, para cada nodo se suman los aportes de esfuerzos nodales de cada uno de los elementos que convergen en un nodo.

A su vez, la matriz K elemental (la matriz K asociada a cada elemento), puede estar almacenada en la base de datos del software para elementos sencillos, como es el caso de barras biarticuladas (esfuerzos de compresión/tracción) o vigas (esfuerzos de compresión/tracción, flexiones, torsiones). Estas matrices se han calculado de forma genérica a través de la teoría de Resistencia de Materiales. En estos casos, el software estaría aplicando, más que el método de los elementos finitos, un mero cálculo matricial para la resolución del sistema de ecuaciones definido en la expresión [5].

Sin embargo, para elementos más complejos como placas o sólidos en 3D, en donde el planteamiento de la matriz K de ‘forma manual’ es muy compleja, ya que la relación que liga esfuerzos y deformaciones parte de la resolución de una ecuación en derivadas parciales, se precisa la aplicación del método numérico específico para abordar el problema.

La particularidad del Método de los Elementos Finitos (MEF) y que lo diferencia del método matricial de resolución de estructuras, es la metodología numérica que aplica para la resolución de Ecuaciones en

Derivadas Parciales (EDPs) que puedan regir el comportamiento de un elemento.

Para abordar la resolución de EDPs, en el MEF se definen, en primer lugar, unas funciones de forma genéricas. Dichas funciones caracterizan el campo de desplazamientos de un elemento como consecuencia de un movimiento unitario en cada uno de los nodos de las incógnitas fundamentales de movimientos, desplazamientos o giros, (denominadas, comúnmente, grados de libertad). Las funciones de forma son polinomios de al menos un orden superior al orden de la EDP que caracteriza el estado tensodeformacional de cada elemento, y con coeficientes desconocidos. Se asume que dichas funciones de forma son la solución aproximada de la EDP (campo de desplazamientos). Para calcular los coeficientes de las funciones de forma, se aplica, generalmente, el método de los residuos ponderados, también conocido como Método de Galerkin. Para el caso de un análisis tensodeformacional, la aplicación del método de Galerkin conlleva a la misma solución de los coeficientes del polinomio que la imposición del Principio de Trabajos Virtuales.

Aplicando el Método de Galerkin (o bien el Principio de Trabajos Virtuales), las expresiones de la matriz de rigidez para cada elemento se formularía de la siguiente manera:

$$[K] = \int_v [B^T] [D] [B] dv \quad [6]$$

$[K]$ : Matriz de rigidez del elemento. Se obtienen por integración en todo el dominio  $v$ .

$[B]$ : Matriz con las funciones de forma. Vincula deformaciones con desplazamientos nodales

$[D]$ : Matriz de elasticidad. Vincula tensiones y deformaciones

### *2.2.3.3- Elementos discretos*

Para el caso de la discretización del dominio con elementos discretos, cada elemento es equiparable a un único cuerpo con una geometría definida por el usuario. Entre los elementos discretos se pueden definir determinadas propiedades de interacción (fricción, choque, atracción), que regirán la evolución de las variables cinemáticas de cada elemento (Cundall and Strack 1979). El método fue desarrollado por Peter Cundall en 1971 para estudiar fenómenos dinámicos en macizos rocosos fracturados. Interesaba modelizar no tanto la deformación de cada fragmento de roca, sino más bien el seguimiento de sus variables cinemáticas teniendo en cuenta su interacción con el resto de fragmentos.

Los elementos pueden contener todos los grados de libertad en cuanto a movimientos (traslaciones y rotaciones). Las ecuaciones de gobierno que los rigen se fundamentan en las leyes de Newton.

La generación de los elementos discretos puede definirse a través de una geometría ya definida por el usuario, o bien a través de un algoritmo de generación de elementos aleatorios a lo largo del dominio de estudio, y que posean formas simples (esferas, caso más general, cubos, poliedros, etc). Algunos programas disponen de la función de crear un dominio de elementos discretos de forma esférica a partir de una determinada granulometría.

Dependiendo de las interacciones que se definan entre las partículas, este algoritmo de resolución suele demandar mucho esfuerzo computacional, especialmente cuando se necesitan simular fenómenos de interacción entre elementos complejos.

### *2.2.3.4- ALE (Arbitrary Lagrange Euler)*

Es un algoritmo de discretización del continuo que trata de abordar los problemas que presenta un enfoque lagrangiano (problemas de convergencia

para grandes distorsiones de la malla) y un enfoque euleriano (no se puede seguir la posición de una partícula, contorno del dominio fijo).

La idea de combinar un enfoque euleriano y lagrangiano a la hora de abordar un problema en MEF fue propuesta por Noh en 1964. Esta metodología proponía discretizar parte del problema mediante una malla euleriana y otra parte mediante una malla lagrangiana, creando una interfase entre ambas partes para la transmisión de fuerzas, deformaciones u otras variables físicas, y aplicando a cada una de las partes las ecuaciones de gobierno correspondientes (para el caso de combinar un fluido -malla euleriana- y una estructura –malla lagrangiana-) (Noh 1964). Es la técnica de resolución de problemas que hoy en día se conoce como ‘Coupled Euler-Lagrange’ o ‘Coupled Fluid-Structure Interaction’.

No fue hasta 1974 cuando se propuso una nueva forma de abordar problemas aplicando una discretización mixta euleriana-lagrangiana (Hirt et al. 1974). El algoritmo consistía en realizar un mallado inicial lagrangiano, calcular la solución para un primer paso de acciones externas o tiempo, y para la nueva geometría, remallar el dominio con la forma original del mismo (rellenando zonas del dominio con nuevos elementos, o eliminando elementos que se encuentren fuera del dominio) o bien con otra malla que sea adecuada para que el problema no presente problemas de distorsión.

#### *2.2.3.5- SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics)*

Es un método numérico aplicado generalmente para simular fluidos, que aplica un enfoque lagrangiano sobre una discretización del medio sin mallas. Es especialmente útil para la simulación de superficies libres de fluidos, ya que al contrario que con un enfoque euleriano, no es necesario definir a priori el contorno de la superficie libre, y ésta, además, puede adoptar cualquier forma.

Fue inicialmente propuesto dentro del ámbito de la astrofísica para abordar numéricamente problemas en 3D (Gingold and Monaghan 1977; Lucy 1977), si bien se ha extendido a la modelización de fluidos, análisis de impactos entre sólidos, y al estudio de fracturas.

El método SPH divide al continuo en un conjunto de puntos que se denominan partículas. Estas partículas se definen con un centro y un radio o distancia (denominada ‘distancia suavizada’, del inglés ‘smoothed length’, denotada generalmente con el término  $h$ ), sobre la cual la magnitud objeto de estudio es suavizada. Los centros de la partícula poseen un determinado valor de la variable objeto de estudio (p.ej. densidad), pero además representan puntos de interpolación. La cantidad de la magnitud física en un punto cualquiera se obtendría teniendo en cuenta el valor en ese mismo punto y además las contribuciones de las partículas que se encuentran a una determinada distancia, (generalmente se toma el valor  $2h$ ). La contribución de cada partícula en la determinación de una determinada magnitud en un punto, se pondera en función de la distancia a la que se encuentre esa partícula y su densidad. A la función de ponderación se denomina función kernel, y diversos autores han propuesto distintas expresiones para la función kernel. Las dos funciones kernel más empleadas son la curva de Gauss y la interpolación segmentaria polinómica cúbica (‘cubic spline’).

Para que la solución no se vea influenciada por los errores de la aleatoriedad de la distribución de las partículas, es necesario tomar un número elevado de las mismas. El esfuerzo computacional de este método frente a los elementos finitos, diferencias finitas, ALE u otros, sigue siendo menor. Como contrapartida, se pierde algo de precisión en la solución respecto a otros métodos.

#### 2.2.4. - JUSTIFICACIÓN DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA

A la vista de las particularidades del problema a simular, interacción de una masa de terreno inestable en movimiento (círculo de rotura en taludes de suelos o cuña en taludes de roca), se considera que el mejor acercamiento al problema es mediante un programa numérico para análisis dinámico (que aplique diferencias finitas en la discretización del tiempo mediante un análisis explícito), y que además disponga de discretización espacial de tipo Lagrange y SPH. La discretización lagrangiana con mallas se empleará en todos los componentes salvo en la caracterización de una masa inestable de suelo, la cual se discretizará mediante SPH.

En el caso de taludes de suelos, la masa de terreno inestable (círculo de rotura) es el componente del sistema más complejo de simular, ya que es necesario que pueda sufrir grandes deformaciones y distorsiones en su dominio. Es por ello, que se ha considerado como el método más idóneo para modelizar su comportamiento, la formulación SPH. Otras posibles alternativas que se barajaron fueron el modelizar el suelo como un fluido; es decir, con una malla euleriana. Pero aquí surgía el problema de que era necesario modelizar con una malla euleriana todo el posible dominio de tránsito del círculo, y definir en él mallas lagrangianas para los otros componentes, talud estable, membrana. Esta opción se descartó porque era complicado definir correctamente el dominio euleriano así como la interacción malla euleriana-mallas lagrangianas. Se probó también con emplear una simulación ALE para el círculo, pero seguía habiendo problemas de distorsión excesivos. Finalmente se probó con SPH obteniendo simulaciones muy realistas desde el comienzo y con una relativa sencillez en el manejo del programa. La opción de los elementos discretos se descartó, porque a priori se estimaba que iba a precisar un excesivo esfuerzo computacional.

Para taludes de roca, no es necesario recurrir a la discretización SPH, ya que la cuña de roca susceptible de deslizarse es lo suficientemente rígida para que no sufra grandes deformaciones ni distorsiones.

### 2.2.5. - EXPERIENCIAS PREVIAS

El cálculo de estabilidad de taludes de suelos mediante simulación numérica para determinar el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento ya ha sido abordado desde hace más de 30 años por varios autores (Zienkiewicz and Corneau 1974; Smith and Hobbs 1974). Existen diversos softwares comerciales basados en elementos finitos (p.ej. Plaxis) o diferencias finitas (p.ej. Flac) que incorporan los algoritmos necesarios para resolver el problema. En general, discretizan el medio mediante una malla lagrangiana, en donde se incorporan las propiedades tensodeformacionales así como los criterios de plastificación de un suelo. De esta manera, y partiendo únicamente del peso de los materiales como fuerza externa, se determina la posición de la superficie de rotura pésima, que es en donde antes se alcanza el criterio de plastificación. Por lo tanto, presentan la ventaja principal frente a programas de cálculo basados el equilibrio límite, que no es necesario partir de una superficie de rotura conocida.

En relación al cálculo de la estabilidad en taludes de roca, no se suele recurrir a modelización numérica, ya que la propia rigidez de los materiales permite resolver el problema simplemente planteando un sistema con las ecuaciones de equilibrio. Es necesario, sin embargo, definir inicialmente cuales son las cuñas de roca susceptibles de deslizar desde un punto de vista de compatibilidad cinemática.

En relación a la discretización mediante partículas en el ámbito de la estabilidad de taludes, se han encontrado escasas referencias en donde se emplee este método (Swegle et al. 1995; Bui et al. 2007). En general, los autores coinciden en que los resultados obtenidos son comparables a los de los elementos finitos. El método presenta, además, la ventaja de permitir la progresión del desplazamiento de la masa inestable a lo largo de su caída.

Por otro lado, Almudena da Costa realiza una simulación numérica en 2D basada en elementos finitos para definir la interacción *sistema flexible* -

terreno (Da Costa García 2004). Para ello emplea el software OXFEM desarrollado por la Universidad de Oxford, el cual permite la introducción de leyes tensodeformacionales para el campo elástico, plástico, así como criterios de plastificación. En la simulación se representa un perfil en 2D de un talud en donde existe una membrana adosada (ver Figura 9). Para representar el efecto de los bulones/cables de refuerzo, se han introducido unos apoyos con movimiento vertical permitido y horizontal nulo.

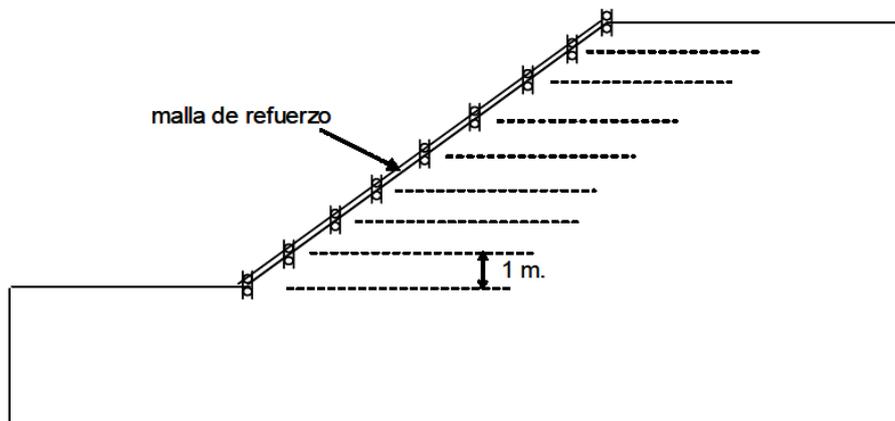


Figura 9.- Modelización del problema (Da Costa García 2004).

La membrana se caracteriza mediante un comportamiento elástico lineal ( $E$ ,  $\mu$  constantes). Como modelo de comportamiento del suelo introduce el propuesto por Matsuoka-Nakai (modelo con tramo elástico y tramo plástico perfecto, con fricción), al que modifica añadiéndole la componente cohesiva. Como novedad adicional, introduce el concepto de ley de degradación del suelo, definida como una tasa constante de disminución  $F$  entre un paso de cálculo y el siguiente de la cohesión del terreno. El ángulo de rozamiento interno lo supone constante en todo el dominio del espacio y del tiempo. Divide el talud en tres áreas con cohesiones distintas (ver Figura 10). Define una ley de degradación para la más próxima a la superficie del talud (P1-P2-P3-P4), conocida la cohesión inicial y la tasa  $F$ . Para el interior del talud establece una cohesión constante, que es la inicial del problema. Para la zona (P3-P4-P5-P6) le asigna valores comprendidos en las zona interior y

exterior. Para el resto del talud define parámetros resistentes del terreno constantes.

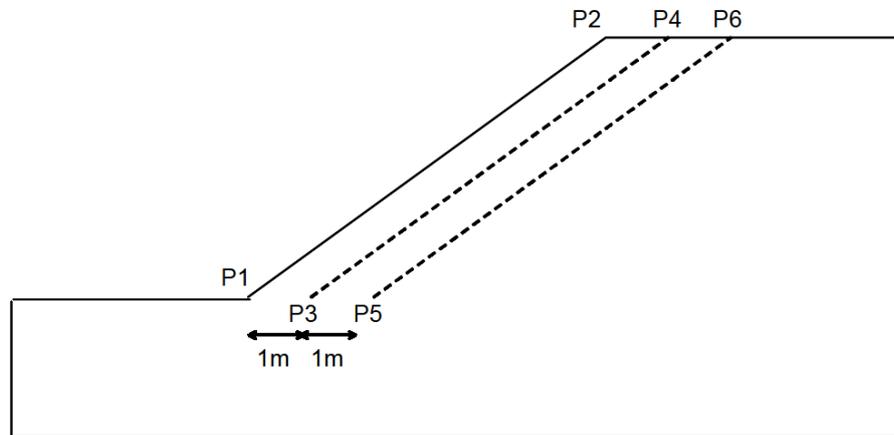


Figura 10.- Punto de control (nodo A) (Da Costa García 2004).

Se modelizan distintas variantes del problema cambiando la separación entre los bulones, ángulo de fricción interno  $\phi$ , cohesión inicial  $c$  y la tasa de degradación  $F$ . Se define un punto de control (nodo A, ver Figura 11) para analizar los desplazamientos obtenidos a lo largo de cada simulación.

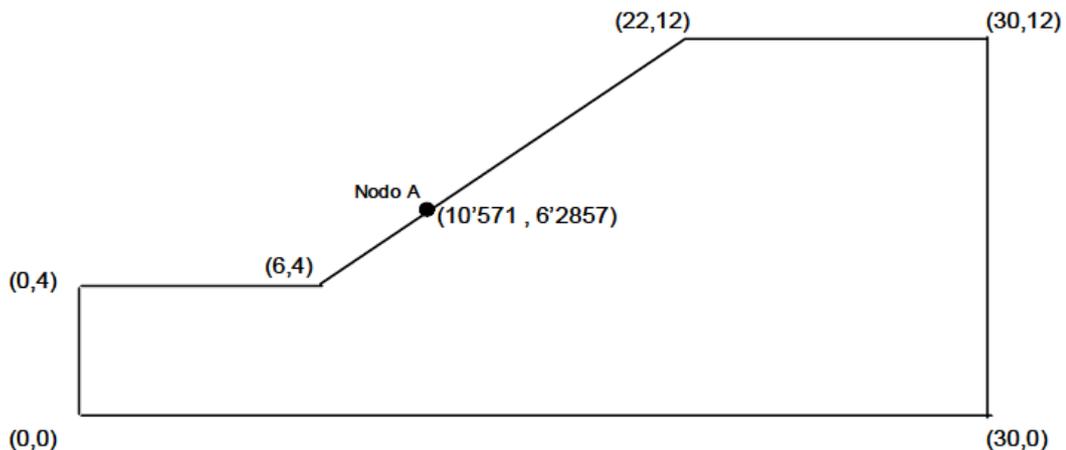


Figura 11.- Punto de control (nodo A) (Da Costa García 2004).

Además, se analiza la influencia del sistema flexible sobre la estabilización del talud. Para ello se comparan los movimientos del punto A entre una simulación con refuerzo (con sistema flexible) frente a otra sin ello.

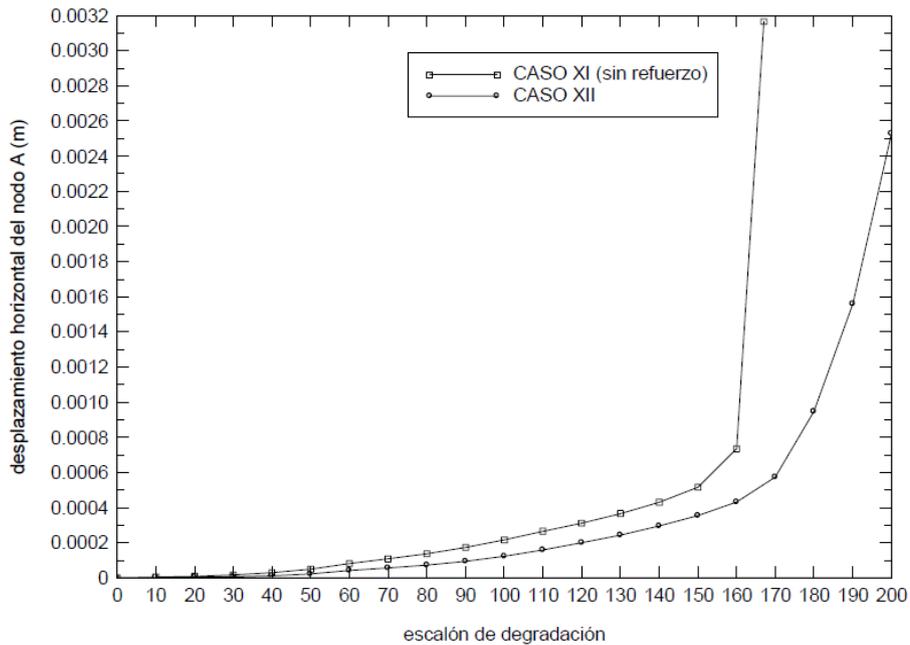


Figura 12.- Desplazamiento horizontal nodo A vs. escalón de degradación.

Caso XI: ( $c_i=10 \text{ kN/m}^2$ ;  $c_f=0,5 \text{ kN/m}^2$ ;  $\phi=10^\circ$ ; sin refuerzo)

Caso XII ( $c_i=10 \text{ kN/m}^2$ ;  $c_f=0,5 \text{ kN/m}^2$ ;  $\phi=10^\circ$ ;  $e_{\text{bulones}}=1 \text{ m}$ ; sin apriete)

(Da Costa García 2004)

Tomando el caso con mayores desplazamientos del punto A (caso XII), vemos que estos no superan los 4 mm. El sistema flexible efectivamente reduce estos deslizamientos, tal y como era de esperar, sin embargo los niveles de tracción que se originan en la membrana son muy reducidos, no superando los 13 kN/m de ancho de la membrana. Indicar, como orden de magnitud para comparar, que las membranas disponibles en el mercado resisten a tracción entre 60 kN/m y 360 kN/m.

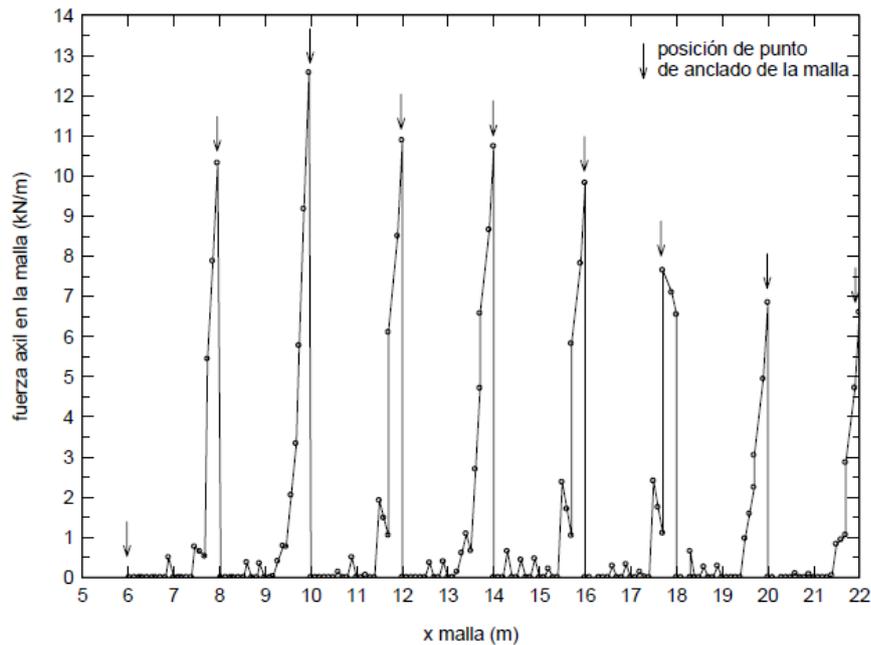


Figura 13.- Fuerza en la membrana a lo largo de su longitud. Caso XII.  
(Da Costa García 2004)

Como comentario a la simulación realizada por Almudena da Costa, indicar que el método propuesto únicamente modeliza lo que ocurre en el terreno en las proximidades del estado crítico, es decir, cuando las deformaciones son aún muy reducidas. Siendo, por tanto, el trabajo de la membrana muy poco significativo. Su modelización sirve para constatar que no se puede enfocar el problema desde el análisis del estado crítico, sino que hay que modelizar dinámicamente lo que ocurre después.

En Luis Fonseca (2010) se describen someramente unas simulaciones numéricas realizadas en el 2007 mediante el programa FLAC por profesores de la Universidad de Ciencia y Tecnología de Cracovia (M. Cala, M. Kowalski). En el documento no se menciona qué modelo tensodeformacional han empleado para representar el suelo, membrana y bulones. Simplemente aportan al final una tabla en donde indican los factores de seguridad (FoS) al deslizamiento obtenidos para diversos casos: talud sin refuerzo, con refuerzo sin pretensar, con bulones pretensados y membrana sin pretensar, con

bulones y membrana pretensados. La tabla muestra que los FoS para membrana y bulones pretensados son los más elevados. Sin embargo no se proporciona ningún valor acerca de los movimientos de la superficie del talud ni de los valores de tracción desarrollados por la membrana al final de la simulación. En el documento se muestra alguna imagen de la simulación, haciéndose patente que las deformaciones en la membrana son imperceptibles. Indicar, además, que los dos investigadores polacos no han publicado en ninguna revista científica indexada estas simulaciones.

Diversas visitas a campo así como revisión de fotografías existentes, demuestran que se pueden llegar a producir grandes desplazamientos horizontales (del orden de decímetros) en la superficie del talud aun habiendo sistema flexible instalado (ver Figura 1 y Figura 14).



Figura 14.- Sistema flexible reteniendo un deslizamiento.

## **2.3.- TECNOLOGÍAS DE INSTRUMENTACIÓN**

Con este apartado lo que se pretende es realizar un breve estudio del estado del arte de las distintas tecnologías de medición de deformaciones/desplazamientos para seleccionar la más adecuada para la medición de las fuerzas en redes de cables y cabeza de bulones. Para ello se ha tenido en cuenta no sólo la idoneidad de la propia tecnología en cuanto a rango y precisión de la medida, sino también el grado de implantación en el mercado así como costes de adquisición de los sensores y del equipo de adquisición de datos.

### **2.3.1. - CONSIDERACIONES PREVIAS**

La gran mayoría de sensores destinados a la medición de fuerzas emplean tecnologías para medir deformaciones o desplazamientos. Mediante una adecuada calibración del sensor se puede establecer una correlación entre las deformaciones/desplazamientos y las fuerzas que después se pueden transformar en medida de tensiones o fuerza mediante una adecuada calibración del sensor. Todas las tecnologías que aquí se presentan se basan en la medición de deformaciones o desplazamientos.

### **2.3.2. - GALGAS EXTENSOMÉTRICAS**

Consisten en resistencias eléctricas encapsuladas entre dos láminas sintéticas aislantes. Adheridas al material objeto de estudio, son capaces de medir la deformación como consecuencia de esfuerzos mecánicos o variaciones térmicas. Su funcionamiento se basa en la propiedad que presentan los conductores en modificar el valor de su resistencia eléctrica como consecuencia de una deformación de su longitud (ver [7]). Esta propiedad fue descubierta por Lord Kelvin ya en el año 1856 (Thomson 1856).

$$R = \rho \frac{l}{a} \quad [7]$$

Sin embargo no fue hasta el año 1936 cuando Edward E. Simmons y Arthur Ruge (en 1938, de forma independiente) propusieron la idea de usar resistencias eléctricas adheridas a un material para detectar las deformaciones en éste (Barlian et al. 2009). Es por ello que ambos figuran como inventores de la patente.

El diseño inicial ha ido evolucionando hasta la forma moderna en que hoy día se comercializa. Las galgas están constituidas por un filamento en forma de serpentín que se orientará en la dirección en la que se pretenda medir la deformación del material cuando se adhiera a éste. Tal y como se muestra en la disposición de la Figura 15, la galga es bastante más sensible a deformaciones en la dirección vertical que en la horizontal. Además, para evitar que al filamento le afecten posibles deformaciones en el sentido transversal, en los extremos del filamento en donde da la vuelta, el filamento tiene una mayor sección para que la deformación transversal del mismo sea menor.

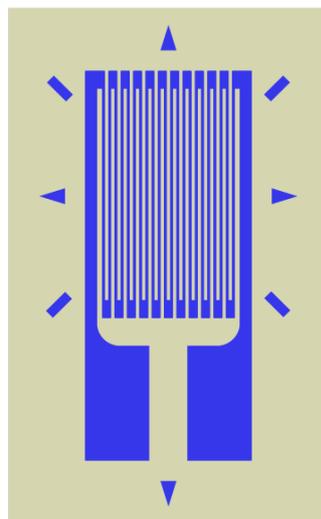


Figura 15.- Galga extensométrica unidireccional (Unknown 2006).

La relación que liga la deformación y la variación de la resistencia eléctrica del sensor en función de las características de la galga es la siguiente:

$$\frac{\Delta R}{R} = K\varepsilon \quad [8]$$

$\Delta R$  : Incremento de la resistencia eléctrica

$R$  : Resistencia eléctrica inicial

$K$  : Factor de galga (constante para cada tipo)

$\varepsilon$  : Deformación

Las galgas extensométricas se conectan en un circuito que se denomina el Puente de Wheatstone. La finalidad del mismo es permitir poder conectar varias galgas de tal forma que se pueden compensar deformaciones por temperatura o bien restar o sumar esfuerzos concretos en el material objeto de estudio.

El puente de Wheatstone (ver Figura 16 y Figura 17) consiste en un circuito en paralelo, en donde conecta en un ramal una galga extensométrica y una resistencia, y en el otro ramal dos resistencias. Se suministra un voltaje de entrada, y se registra el voltaje de salida entre los puntos medios de cada ramal. La deformación que transmite el material a la galga se puede expresar en función del voltaje de salida. Se establece, con una adecuada selección de las resistencias eléctricas, que inicialmente la lectura del voltaje de salida del Puente de Wheatstone sea nula. Cuando se produce una deformación en el material en donde está adherida la galga, la lectura del voltaje de salida detecta una variación.

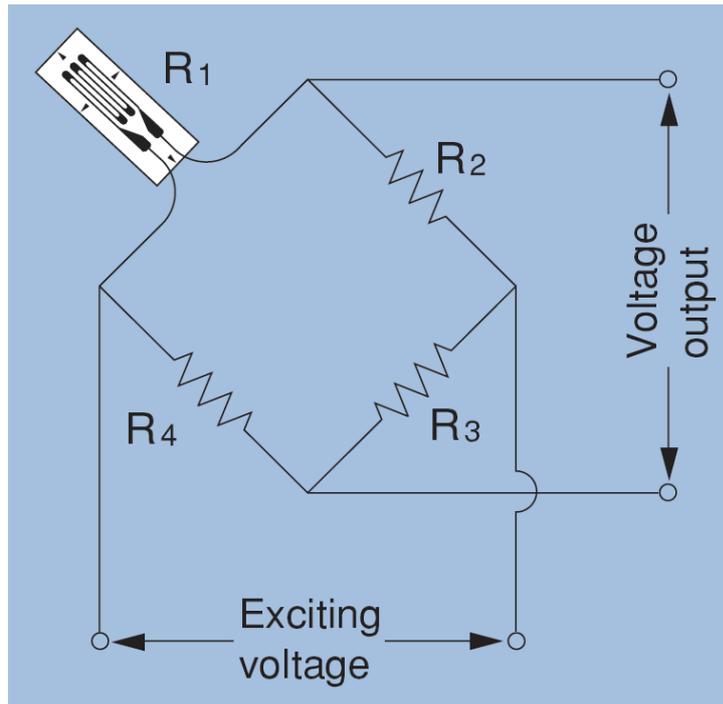
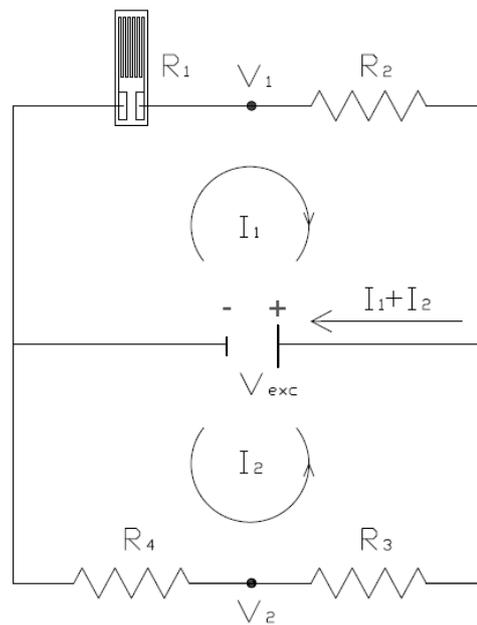


Figura 16.- Galga conectada a un Puente de Wheatstone (Tokyo Sokky Kenkyujo 2008).



$V_{exc}$  : VOLTAJE SUMINISTRADO  
 $V_{out}$  : VOLTAJE DE SALIDA ( $=V_1 - V_2$ )  
 $R_1$  : GALGA EXTENSOMÉTRICA  
 $R_2, R_3, R_4$  : RESISTENCIAS INACTIVAS

Figura 17.- Galga conectada en Puente de Wheatstone. Esquema del circuito eléctrico.

La ecuación que vincula la deformación de la galga (y por ende del material al que está adherirla), se puede obtener aplicando la ley de Ohm a cada ramal del circuito y entre los puntos 1 y 2:

$$I_1(R_1 + R_2) = V_{exc} \rightarrow I_1 = \frac{V_{exc}}{R_1 + R_2} \quad [9]$$

$$I_2(R_3 + R_4) = V_{exc} \rightarrow I_2 = \frac{V_{exc}}{R_3 + R_4} \quad [10]$$

$$V_{out} = V_1 - V_2 = R_2 I_1 - R_3 I_2 = R_2 \frac{V_{exc}}{R_1 + R_2} - R_3 \frac{V_{exc}}{R_3 + R_4} \quad [11]$$

$$V_{out} = V_1 - V_2 = R_1 I_1 - R_4 I_2 = R_1 \frac{V_{exc}}{R_1 + R_2} - R_4 \frac{V_{exc}}{R_3 + R_4} \quad [12]$$

Al imponer la condición inicial de que el circuito esté 'equilibrado', es decir, que la lectura de voltaje de salida ( $V_{out}$ ) sea nula cuando no ha habido deformaciones, se obtiene una expresión que condiciona los valores de las resistencias eléctricas y la propia galga. Haciendo nulas las expresiones tanto [11] como [12], se llega a la misma relación reflejada en la igualdad [13]:

$$\begin{aligned} V_{out} = 0 &\rightarrow R_2 \frac{V_{exc}}{R_1 + R_2} - R_3 \frac{V_{exc}}{R_3 + R_4} = 0 \rightarrow \frac{R_2}{R_1 + R_2} = \frac{R_3}{R_3 + R_4} = 0 \rightarrow \\ &\rightarrow R_2(R_3 + R_4) = R_3(R_1 + R_2) \rightarrow R_2 R_3 + R_2 R_4 = R_3 R_1 + R_3 R_2 \rightarrow R_2 R_4 = R_3 R_1 \\ V_{out} = 0 &\rightarrow R_1 \frac{V_{exc}}{R_1 + R_2} - R_4 \frac{V_{exc}}{R_3 + R_4} = 0 \rightarrow \frac{R_1}{R_1 + R_2} = \frac{R_4}{R_3 + R_4} = 0 \rightarrow \\ &\rightarrow R_1(R_3 + R_4) = R_4(R_1 + R_2) \rightarrow R_1 R_3 + R_1 R_4 = R_4 R_1 + R_4 R_2 \rightarrow R_1 R_3 = R_4 R_2 \\ &V_{out} = 0 \rightarrow \frac{R_1}{R_4} = \frac{R_2}{R_3} \end{aligned} \quad [13]$$

Cuando se produce una deformación en el material, la galga también lo hace al estar adherida al mismo, experimentando un cambio en el valor de su resistencia eléctrica, y por tanto en el valor del voltaje de salida. Es por ello que para calcular como influyen en la deformación pequeñas variaciones en el voltaje de salida, sea adecuado el diferenciar cualquiera de las expresiones [11] ó [12]. Tomaremos la expresión [12]:

$$\begin{aligned}
 V_{out} &= R_1 \frac{V_{exc}}{R_1 + R_2} - R_4 \frac{V_{exc}}{R_3 + R_4} \\
 dV_{out} &= \frac{\partial V_{out}}{\partial R_1} dR_1 + \frac{\partial V_{out}}{\partial R_2} dR_2 + \frac{\partial V_{out}}{\partial R_3} dR_3 + \frac{\partial V_{out}}{\partial R_4} dR_4 \\
 dV_{out} &= V_{exc} \left[ \frac{(R_1 + R_2) - R_1}{(R_1 + R_2)^2} dR_1 + \frac{(-R_1)}{(R_1 + R_2)^2} dR_2 - \frac{(-R_4)}{(R_3 + R_4)^2} dR_3 - \frac{(R_3 + R_4) - R_4}{(R_3 + R_4)^2} dR_4 \right] \\
 \frac{dV_{out}}{V_{exc}} &= \frac{R_2 dR_1 - R_1 dR_2}{(R_1 + R_2)^2} + \frac{R_4 dR_3 - R_3 dR_4}{(R_3 + R_4)^2} = \frac{\frac{dR_1}{R_1} - \frac{dR_2}{R_2}}{(R_1 + R_2)^2} + \frac{\frac{dR_3}{R_3} - \frac{dR_4}{R_4}}{(R_3 + R_4)^2} \\
 \text{Llamando: } \frac{R_1}{R_4} = \frac{R_2}{R_3} = c &\rightarrow \begin{cases} R_4 = \frac{R_1}{c} \\ R_3 = \frac{R_2}{c} \end{cases} \rightarrow \frac{(R_3 + R_4)^2}{R_3 R_4} = \frac{\left(\frac{R_2}{c} + \frac{R_1}{c}\right)^2}{\frac{R_2}{c} \frac{R_1}{c}} = \frac{(R_1 + R_2)^2}{R_1 R_2} \\
 \frac{dV_{out}}{V_{exc}} &= \frac{\frac{dR_1}{R_1} - \frac{dR_2}{R_2}}{(R_1 + R_2)^2} + \frac{\frac{dR_3}{R_3} - \frac{dR_4}{R_4}}{(R_1 + R_2)^2} = \frac{R_1 R_2}{(R_1 + R_2)^2} \left( \frac{dR_1}{R_1} - \frac{dR_2}{R_2} + \frac{dR_3}{R_3} - \frac{dR_4}{R_4} \right) \quad [14]
 \end{aligned}$$

En el caso de emplear todas las resistencias de igual valor, que es la práctica más habitual, la expresión [14] se simplificaría, resultando:

$$\frac{dV_{out}}{V_{exc}} = \frac{1}{4} \left( \frac{dR_1}{R_1} - \frac{dR_2}{R_2} + \frac{dR_3}{R_3} - \frac{dR_4}{R_4} \right) \quad [15]$$

Cambiando la expresión [15] de diferenciales a incrementos, y teniendo en cuenta que en la situación inicial el voltaje de salida es nulo, la expresión que vincula al voltaje de salida una vez producida una variación en las resistencias eléctricas resulta de la siguiente manera:

$$V_{out} = \frac{V_{exc}}{4} \left( \frac{\Delta R_1}{R_1} - \frac{\Delta R_2}{R_2} + \frac{\Delta R_3}{R_3} - \frac{\Delta R_4}{R_4} \right) \quad [16]$$

Para el caso particular representado en la Figura 17 en donde la única resistencia activa susceptible de variaciones es la R1, la expresión de la deformación resultaría:

$$V_{out} = \frac{V_{exc}}{4} \left( \frac{\Delta R_1}{R_1} \right) = \frac{V_{exc}}{4} k \varepsilon_1 \quad [17]$$

No obstante, en un caso general en donde las cuatro resistencias fueran galgas extensométricas activas; es decir, susceptibles de presentar variaciones, la expresión que vincula variación de voltaje de salida y deformaciones de las cuatro galgas tendría la siguiente forma:

$$V_{out} = \frac{V_{exc}}{4} (k \varepsilon_1 - k \varepsilon_2 + k \varepsilon_3 - k \varepsilon_4) \quad [18]$$

Una de las principales ventajas de la conexión de galgas en un Puente de Wheatstone es la posibilidad de 'sumar o restar efectos'. Tal y como se puede observar en la expresión [18], la influencia de las deformaciones en el cómputo total de la salida del voltaje se podría sumar o restar en función de la posición de las galgas en el circuito. De esta manera, si tenemos dos galgas iguales (misma resistencia inicial y mismo factor de galga k) adheridas en un material en, aproximadamente, el mismo punto y con la misma orientación, si se conectan como R1 y R2, y el material se deforma, sus efectos se cancelan, siendo nulo el voltaje de salida. Por lo contrario, si se conectan en las posiciones de R1 y R3, sus efectos se sumarían, duplicando, por tanto el voltaje de salida.

El Puente de Wheatstone se conecta a un equipo de adquisición de datos, el cual se encarga de suministrar el voltaje de excitación y, medir y almacenar el voltaje de salida. Este tipo de equipos no dejan de ser una fusión de una fuente de alimentación, un galvanómetro, una tarjeta de adquisición y un ordenador, con la particularidad de que tanto el suministro de voltaje de excitación como la medición del voltaje de salida son muy precisos. En

relación a la precisión en la medida del voltaje de salida, los equipos generalmente cuentan con un amplificador de señal y un filtro.



Figura 18.- Equipo de adquisición de datos (Dewetron ).

### 2.3.3. - SENSORES DE CUERDA VIBRANTE

Se fundamentan en la relación que existe entre el periodo de oscilación natural de una cuerda y la longitud de la misma. Son capaces de apreciar del orden de pocas micras de desplazamiento (Inaudi 1997).

Consisten en unas pequeñas cuerdas metálicas excitadas inicialmente con pulso vibratorio. La cuerda continúa vibrando con su frecuencia natural de oscilación. Uno de los extremos de la cuerda está fijo, y el otro es móvil. Si la longitud de la cuerda varía, el periodo de oscilación natural de la cuerda también lo hace de forma proporcional, de acuerdo a la siguiente relación:

$$f = \frac{1}{2l} \sqrt{\frac{F}{m}} \quad [19]$$

$f$  : Frecuencia de vibración natural de la cuerda

$l$  : Longitud de la cuerda

$F$  : Fuerzas que actúan sobre la cuerda

$m$  : Masa de la cuerda por unidad de longitud

La excitación inicial de la cuerda para que vibre se realiza a través de una bobina. Ésta genera un pulso inicial magnético que hace que la cuerda comience a vibrar con su frecuencia natural de oscilación. Se emplea un sensor de reluctancia variable (2003) para determinar las variaciones de la frecuencia de oscilación de la cuerda, como consecuencia de cambios en su longitud. El mismo sensor de reluctancia variable puede ser el generador del pulso inicial magnético que active la oscilación de la cuerda.

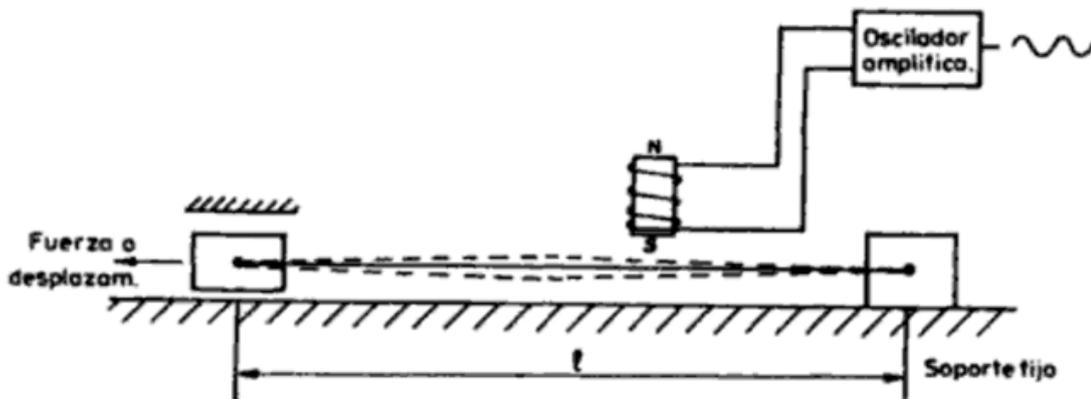


Figura 19.- Sensor de cuerda vibrante (2003).

#### 2.3.4. - SENSORES INDUCTIVOS

Se fundamentan en la correlación de las corrientes inductivas y el movimiento de un núcleo magnético interno. Son generalmente conocidos como LVDT (Linear Variable Differential Transformer). Su apreciación es del orden de micras, dependiendo del fabricante.

Consta de un bobinado primario, bobinado secundario, y un núcleo magnético. Al aplicar una corriente alterna al bobinado primario se produce un campo magnético variable alrededor del núcleo. Este campo magnético induce una corriente alterna en el bobinado secundario que está en la proximidad del núcleo. Como en cualquier transformador, el voltaje de la señal inducida en el bobinado secundario es una relación lineal del número de espiras de éste. A su vez, el número de espiras del secundario que rodea al núcleo es proporcional al desplazamiento de éste. De esta manera se puede establecer una relación lineal entre el voltaje de la corriente de salida del secundario y el desplazamiento del núcleo magnético.

El bobinado secundario está dividido en dos arrollamientos, uno a cada lado del primario. Cuando el núcleo se sitúa centrado respecto del primario, el voltaje de salida en el secundario es nulo. Cuando se produce algún desplazamiento del núcleo, uno de los dos arrollamientos del secundario genera una corriente inducida, con un voltaje de salida proporcional al número de espiras que envuelven al núcleo.

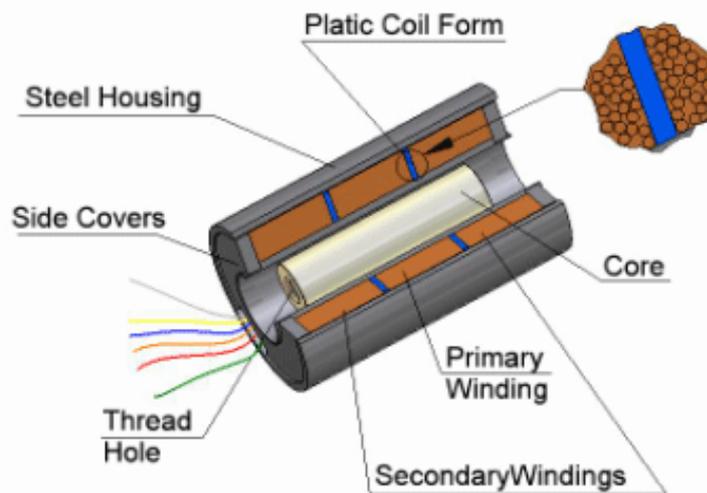


Figura 20.- LVDT. Detalle de núcleo, bobinado primario y secundarios (Singer Instruments and Control, Ltd. 2009).

### 2.3.5. - FIBRA ÓPTICA: REDES DE BRAGG

Es una de las varias tecnologías existentes que emplean fibra óptica como sensor y como transmisor de datos. Las otras técnicas que se basan en el empleo de la fibra óptica son los sensores interferométricos y los sensores Brillouin; ambos se explican de forma más detallada en los apartados 2.3.6 y 2.3.7 respectivamente.

El objetivo principal de una fibra óptica es que sea capaz de transportar luz a través de ella y que ésta no se transmita al medio exterior. Los componentes que forman una fibra óptica son un núcleo, una corteza que rodea al núcleo, y un recubrimiento para proteger los componentes anteriores del exterior (ver Figura 21). Los coeficientes de refracción de la corteza y del núcleo son distintos, siendo esta característica de la fibra la que permite que la luz sea conducida a través del núcleo de la fibra óptica quedando confinada por la corteza.

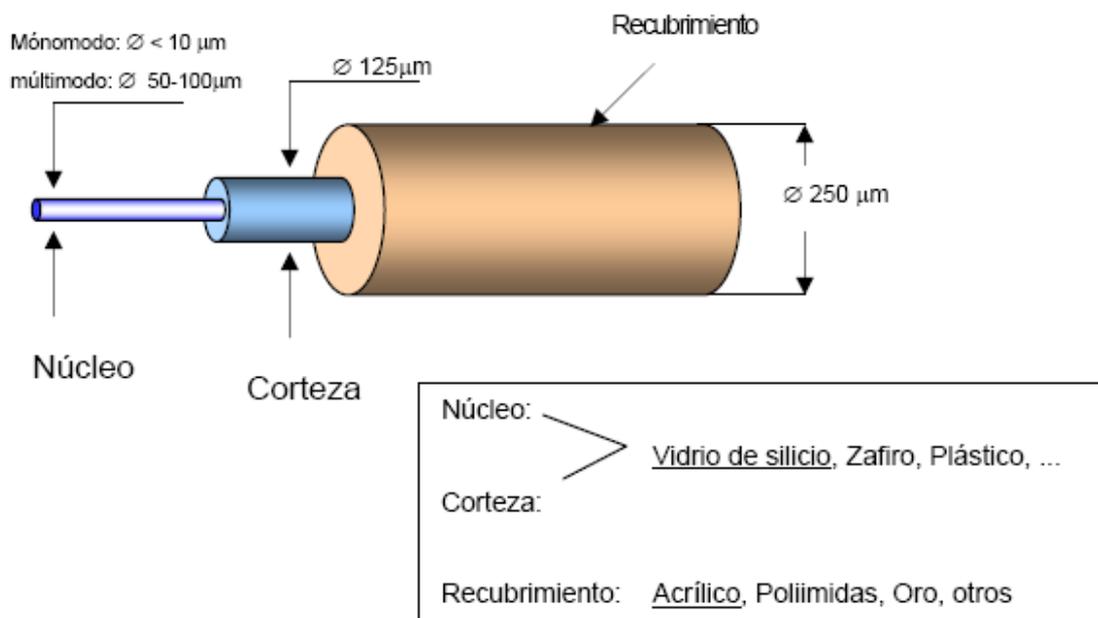


Figura 21.- Esquema de una fibra óptica (Frövel 2006).

El núcleo de la fibra óptica transporta la luz que llega de una fuente, que puede ser un fotodiodo o un láser. La fibra óptica fundamenta su funcionamiento en la ley de Snell [20]. Seleccionando un determinado ángulo de incidencia e índices de refracción para el núcleo y la corteza que satisfagan la expresión [21], se puede conseguir que el ángulo de refracción sea de  $90^\circ$ ; es decir, que la luz no atraviese la corteza, manteniéndose en todo momento en el núcleo. Así, la luz puede viajar distancias muy grandes en la fibra óptica sin pérdidas significativas de intensidad. Se pueden presentar pérdidas importantes de intensidad solamente cuando la fibra está flexionada con radios pequeños menores de  $R=30$  mm, o cuando está sometida a fuerzas transversales significativas.

$$n_1 \text{sen} \theta_1 = n_2 \text{sen} \theta_2 \quad [20]$$

$n_1$ : Índice de refracción del núcleo

$n_2$ : Índice de refracción de la corteza

$\theta_1$ : Ángulo de incidencia del haz de luz

$\theta_2$ : Ángulo de refracción del haz de luz

$$\theta_2 = \frac{\pi}{2} \rightarrow \text{sen} \theta_2 = 1 \rightarrow \text{sen} \theta_1 = \frac{n_2}{n_1} \quad [21]$$

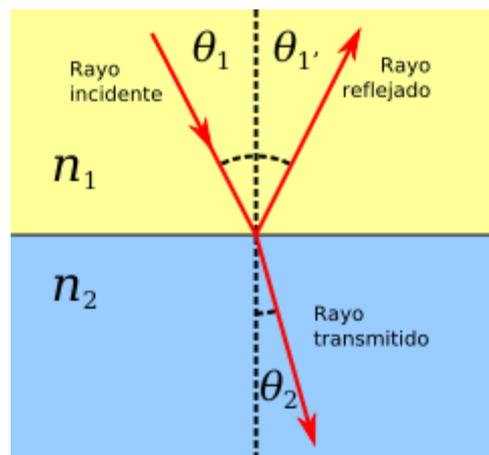


Figura 22.- Refracción de un haz de luz que atraviesa dos medios distintos (Unknown 2007).

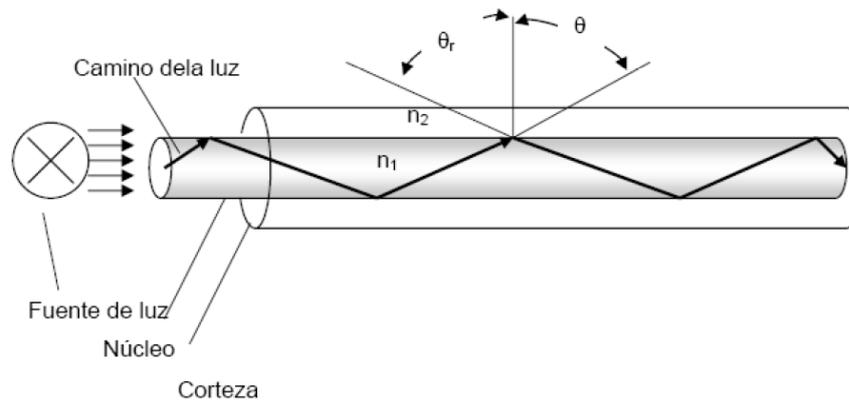


Figura 23.- Transmisión de la luz en una fibra óptica (Frövel 2006).

Los sensores tipo fibra óptica con redes de Bragg consisten en una pequeña longitud de fibra óptica en cuyo núcleo se graban una serie de franjas (red de Bragg) que hacen que el índice de refracción del núcleo no sea constante, sino que varíe periódicamente en la dirección longitudinal de la fibra. Dichas franjas se graban mediante un láser de luz UV de alta potencia, acompañado, bien de una máscara de fase, o bien de técnicas de interferencia. La red de Bragg grabada funciona como un filtro que refleja una determinada longitud de onda de la luz que ilumina la fibra óptica y deja pasar todo el resto del espectro óptico.

Las redes de Bragg comenzaron a utilizarse a finales de los años 70 (Hill et al. 1978) en el área de las telecomunicaciones con la finalidad de filtrar o reflejar el espectro de la luz que viaja por una fibra en haces de luz con determinadas frecuencias y longitudes de onda. De esta manera surgía una nueva técnica de multiplexación; es decir, la capacidad de transmitir por una única fibra óptica distintas ondas a la vez sin que se superpongan. A lo largo de los años, han ido evolucionando las tecnologías de 'grabado' de las redes de Bragg, además de encontrarse nuevas aplicaciones de esta capacidad de filtrado/reflexión de ondas específicas. En relación a la medición de deformaciones y esfuerzos no fue hasta el año 1988 (Meltz et al. 1988) cuando se empezó a aplicar esta tecnología en el campo de la aeronáutica.

En la medición de deformaciones y temperaturas se persigue el corrimiento del pico del espectro óptico reflejado en el FBGS. El corrimiento del pico puede ser detectado mediante un analizador óptico de espectros y una fuente de luz de banda ancha que ilumina la fibra óptica con el sensor, o también con dispositivos automatizados disponibles en el mercado.

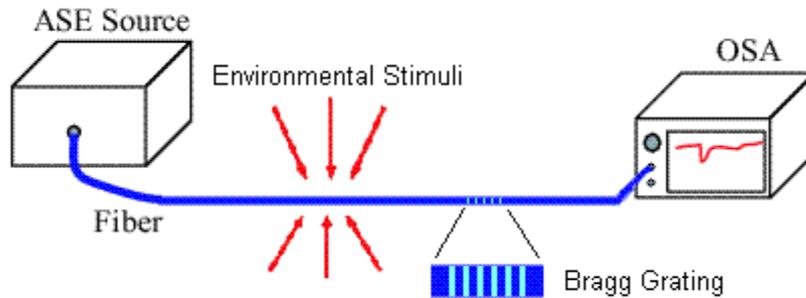


Figura 24.- Instalación de la instrumentación. Fibra óptica con red de Bragg, fuente de luz (ASE Source) y analizador óptico de espectros (OSA) (Unknown 2008b).

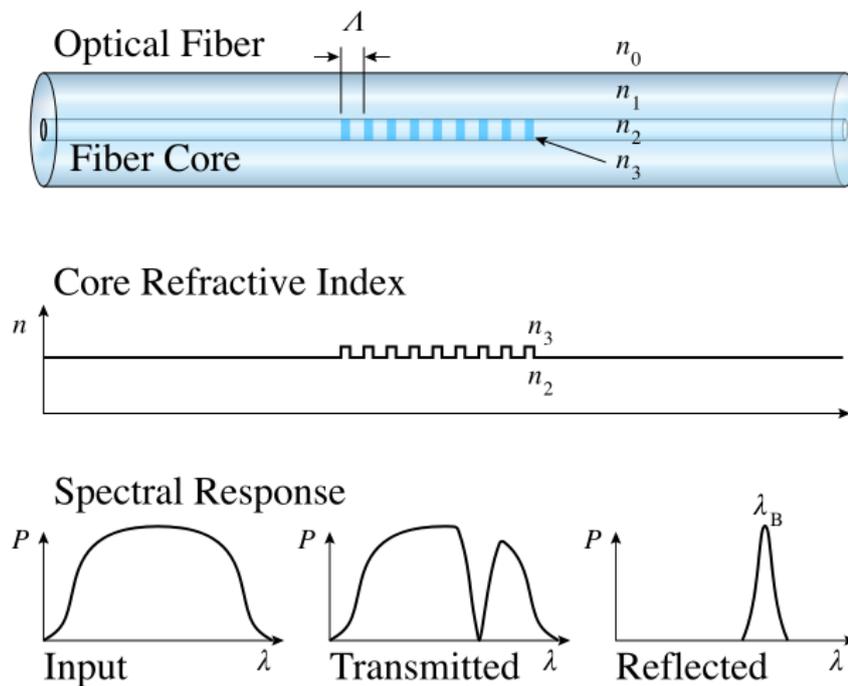


Figura 25.- Representación esquemática de la reflexión de una frecuencia determinada de la luz viajando en la fibra óptica en una red de Bragg (Unknown 2008a).

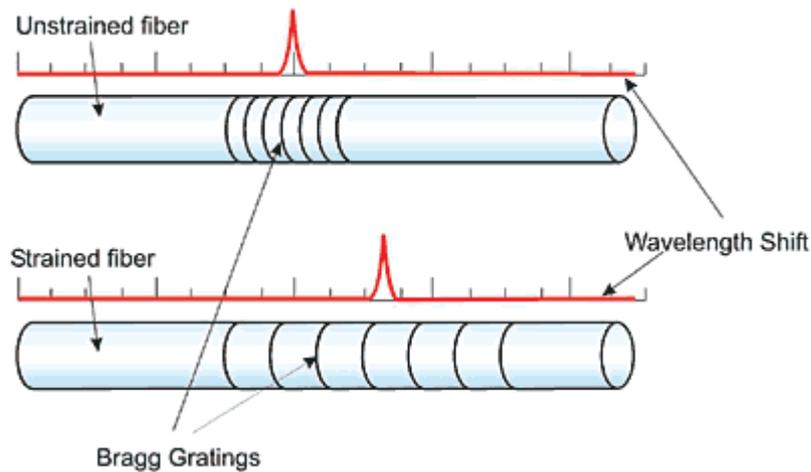


Figura 26.- Cambio de la longitud de la onda de Bragg debido a una deformación de la fibra (Unknown 2008c).

Esta propiedad permite que, pegada o embebida en un material, de manera que siga las deformaciones de éste, la red pueda funcionar como sensor local de deformaciones (Meltz et al. 1988). Su comportamiento, frente a un haz luminoso de amplio espectro transmitido a lo largo de la fibra, es el de un filtro que refleja una banda de luz muy estrecha (en torno a 0,2nm) con una distribución de intensidad luminosa con un máximo muy acusado para una longitud de onda que cumple la llamada condición Bragg [22]:

$$\lambda_{B_0} = 2 \cdot n_0 \cdot \Lambda_0 \quad [22]$$

$\lambda_{B_0}$ : Longitud de onda de Bragg

$n_0$ : Índice de refracción medio de la misma cerca de la red de Bragg

$\Lambda_0$ : Periodo de modulación (separación entre dos puntos consecutivos de la red de Bragg con el mismo índice de refracción)

Los valores de  $n_0$  y  $\Lambda_0$  pueden depender de la polarización, dando lugar a una longitud de onda dependiente a su vez de la polarización,  $\lambda_{B_{p/q}}$ . Tanto las fuerzas externas como cambios de la temperatura conducen a cambios del periodo de grabado y del índice efectivo de refracción, respectivamente. Una primera aproximación (Trutzel et al. 2000) a la relación que vincula la variación en la longitud de onda de Bragg, con la variación en el índice de refracción y con la variación en el periodo de modulación, puede ser expresada de la siguiente manera:

$$\frac{\lambda_B}{\lambda_{B_0}} = \frac{\Delta\Lambda(\varepsilon)}{\Lambda_0} + \frac{\Delta n(\varepsilon, \Delta t)}{n_0} \quad [23]$$

$\lambda_{B_0}$  : Longitud inicial de onda de Bragg

$n_0$  : Índice inicial de refracción medio de la fibra cerca de la red de Bragg

$\Lambda_0$  : Periodo inicial de modulación (separación entre dos puntos consecutivos de la red de Bragg con el mismo índice de refracción)

$\lambda_B$  : Longitud final de onda de Bragg

$\Delta n(\varepsilon, \Delta t)$  : Incremento del índice de refracción. Dependerá de la deformación (variación en la separación en las marcas de la red de Bragg) y del incremento de temperatura

$\Delta\Lambda(\varepsilon)$  : Incremento del periodo inicial de modulación. Dependerá de la deformación (variación en la separación en las marcas de la red de Bragg)

Teniendo en cuenta relaciones lineales entre  $\Delta\Lambda(\varepsilon)$  y la deformación  $\varepsilon_i$  y entre  $\Delta n(\varepsilon, \Delta t)$  y  $\varepsilon$ ,  $\Delta t$ , la ecuación [23] se puede expresar de forma simplificada en función de la temperatura, deformación y sendos coeficientes aproximadamente constantes:

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = (1 - p_e)\varepsilon + (\alpha_\Lambda + \alpha_n)\Delta t \quad [24]$$

$\Delta\lambda_B$  : Variación en la longitud de onda de Bragg

$\lambda_B$  : Longitud de onda inicial de Bragg

$p_e$  : Coeficiente de deformación óptico

$\alpha_\Lambda$  : Coeficiente de dilatación térmica de la fibra

$\alpha_n$  : Coeficiente termo-óptico

Tal y como se aprecia en la expresión [24], la variación en la longitud de onda de Bragg está influenciada no sólo por la deformación que presenta la fibra óptica en la red de Bragg, sino que también por la temperatura.

Si lo que se pretende en un determinado material es determinar el nivel tensional producido por esfuerzos mecánicos (y no térmicos) será necesario compensar de la lectura obtenida de la fibra los siguientes efectos:

- La deformación térmica del material objeto de medida
- La deformación en el material, provocada por la transmisión de tensiones de la fibra a éste, como consecuencia de la dilatación térmica de la fibra
- La variación en el coeficiente de refracción de la fibra en la red de Bragg

Las técnicas que se han desarrollado en los últimos 10 años para solventar el problema de la compensación de la temperatura, de forma abreviada, se resumen en las siguientes metodologías (Zhuo and Ham 2009).

- Integrar en la fibra dos redes de Bragg distintas.
- Integrar en la fibra dos redes de Bragg con diámetros distintos.

Se presentan en el siguiente apartado aquellas metodologías de instrumentación que no se consideran tan aplicables.

#### 2.3.6. - FIBRA ÓPTICA: SENSORES INTERFEROMÉTRICOS FABRY-PEROT

Enmarcados también en la instrumentación a través de fibra óptica, estos sensores aprovechan el análisis interferométrico de ondas de luz.

La interferometría analiza las propiedades de emisiones de ondas superpuestas. De esta manera, se pueden deducir características no conocidas de determinadas ondas iniciales indeterminadas a través de otras también iniciales pero conocidas.

Existen tres metodologías que aplican la técnica de la interferometría: Fabry-Perot, March-Zehnder, Michelson y de Baja Coherencia. Todas ellas analizan un haz de luz que procede de la superposición de varios haces u ondas, para conocer la variación de propiedades ópticas de los haces iniciales debidas a causas diversas: cambios de temperatura, deformación, variación de

coeficientes de refracción. La metodología más usual dentro del campo de la determinación de deformaciones es la de Fabry-Perot.

De forma general, un sensor interferométrico que emplee la técnica de Fabry-Perot consiste en utilizar una fibra óptica con una cavidad en su interior ocupada por aire, o bien en un extremo de una fibra, disponer de una cavidad y al final de un material reflectante. Al llegar el haz de luz desde la fuente hasta el límite de la fibra con la cavidad, parte del haz se reflejará y otra parte atravesará. A su vez, el haz que atraviesa la cavidad llegará al otro extremo de la misma reflejándose una parte al entrar en contacto con el otro lado de la fibra o material reflectante. El haz que ha atravesado la cavidad y que posteriormente se refleja, vuelve a penetrar en la fibra óptica, superponiéndose con el haz inicial emitido. Analizando el haz compuesto, se puede determinar cuál es el espacio de la cavidad, ya que éste influye en el haz reflejado a través del mismo.

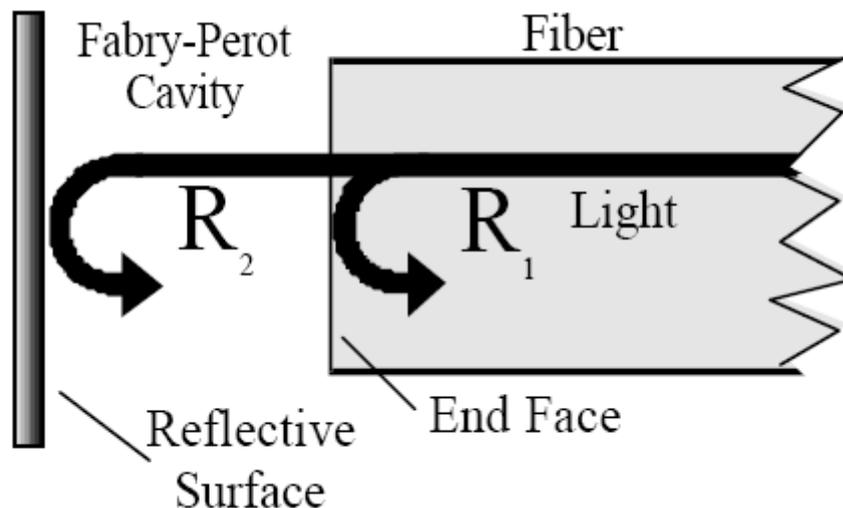


Figura 27.- Sensor interferométrico tipo Fabry-Perot (Edwards 2000).

El haz compuesto es traducido a señal eléctrica para poder realizar un análisis espectral y descomponer el haz en ondas simples.

En cualquiera de los casos, la interferometría es una de las técnicas que proporciona mayor sensibilidad en la determinación de las deformaciones, pudiendo detectar desplazamientos del orden de nanómetros. Esta metodología acarrea como desventaja que en el análisis espectral, ya que se realiza con una señal eléctrica, pueden intervenir alteraciones externas que modifiquen la señal.

Para el caso de las metodologías de Fabry-Perot, March-Zehnder y Michelson, es necesario analizar la señal de forma permanente ya que la detección de variaciones es incremental.

Por el contrario, para la metodología de Baja Coherencia, no es necesario analizar la señal de forma permanente. Sin embargo, los analizadores resultan bastante más complejos repercutiendo en su coste.

### 2.3.7. - FIBRA ÓPTICA: SENSORES BRILLOUIN

Tecnología enmarcada dentro del campo de la fibra óptica que se fundamenta en el análisis de la variación del haz de luz inicial como consecuencia del Efecto Brillouin.

El Efecto Brillouin describe el fenómeno por el cual la luz que atraviesa un medio transparente se dispersa en todas las direcciones con una longitud de onda ligeramente distinta a la del rayo incidente. La variación en frecuencia de la luz dispersada es proporcional a la velocidad de propagación de una onda acústica en el medio. A través del análisis de la luz dispersada por los mismos se pueden determinar las propiedades elásticas y ópticas de diferentes materiales (Inaudi 1997).

### 2.3.8. - JUSTIFICACIÓN DE LA TECNOLOGÍA EMPLEADA

De entre todas las tecnologías de instrumentación expuestas en apartados anteriores, se ha elegido la medición de fuerzas mediante galgas extensométricas. Se justifica su elección por las siguientes razones:

- Posee un nivel de apreciación muy alto, del orden de 1 a 10 microdeformaciones, al igual que otras metodologías. Esta apreciación es suficiente para el nivel de deformaciones que se van a medir tanto en el cable como en las cabezas de los bulones.
- La tecnología de galgas extensométricas está implementada en una mayor tipología de células de carga y sensores que cualquier otra tecnología (extensómetros de fibra óptica, inductivos, cuerdas vibrantes). Luego, si lo que se pretende es adquirir una célula más o menos estándar, hay más probabilidades de encontrarla con la técnica de la extensometría eléctrica.
- Es viable desde un punto de su instalación en redes de cable. La base de medición (longitud inicial del sensor de medida) puede ser del orden de unos pocos mm, para el caso de que exista una limitación espacial de cara a la colocación del sensor. En el caso de las cuerdas vibrantes, la longitud mínima es de unos 10 cm, pudiendo ser ésta una base de medida excesiva.
- Es una técnica ampliamente conocida y aplicada con anterioridad a otras tecnologías basadas en la fibra óptica (redes de Bragg, interferómetros, sensores de Brillouin, etc.); luego los costes de los equipos de adquisición de datos así como las propias galgas extensométricas son más reducidos que con otras tecnologías. En el caso de los sensores de tipo inductivo

(LVDT), si bien los equipos de acondicionamiento de señal/adquisición pudieran llegar a ser sensiblemente más económicos, los sensores son bastantes más caros y no existen células de carga que empleen esta tecnología.

- La fibra óptica es mucho más frágil que un cable de cobre (empleado en la extensometría eléctrica y en los extensómetros inductivos). En el caso de ruptura del cable del sensor, es más sencillo realizar un empalme de un conductor eléctrico de cobre que en una fibra óptica.
- Una desventaja de la extensometría eléctrica frente a la de fibra óptica es que ésta puede verse afectada por campos electromagnéticos externos que le introduzcan un determinado ruido a la señal de salida. No obstante, gracias al apantallamiento de los conductores de cobre así como a un adecuado filtro de señal por hardware del equipo de adquisición de datos, este inconveniente se puede solventar.
- Otra desventaja de la extensometría eléctrica frente a la óptica es que no admite multiplexación, es decir, el poder instalar varios sensores en un mismo cable sin que se mezcle la señal. Esta propiedad solo está presente en la fibra óptica. Sin embargo, el hecho de que se puedan instalar varios sensores en la misma fibra apenas influye en el coste de la instrumentación, ya que sólo se ahorra en cable de fibra óptica, pero no en sensores, que es lo realmente costoso. Además, la multiplexación tiene también sus limitaciones, no pudiendo conectar un excesivo número de sensores en el mismo cable de fibra óptica.

Tabla 2.- Comparativa entre tecnologías de medida de desplazamientos/deformaciones.

	BASE DE MEDIDA	PRECISIÓN	IMPLANTACIÓN	VENTAJAS TÉCNICAS	CÉLULAS ESTÁNDAR	COSTE (*)
GALGAS EXTENSOMETRICAS	>1 mm	1-10 $\mu\epsilon$	Muy alta	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los cables son menos frágiles que la fibra óptica</li> <li>• Si se rompe el cable, se puede soldar</li> </ul>	Si	Sensor: 10€ Célula: 125€ Equipo: 5000-15.000€
SENSORES DE CUERDA VIBRANTE	>80 mm	1-10 $\mu\text{m}$	Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los cables son menos frágiles que la fibra óptica</li> <li>• Si se rompe el cable, se puede soldar</li> </ul>	No	Sensor: 500€ Célula: ?€ Equipo: 5000-15.000€
SENSORES INDUCTIVOS (LVDT)	>1 mm	1-10 $\mu\text{m}$	Alta	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los cables son menos frágiles que la fibra óptica</li> <li>• Si se rompe el cable, se puede soldar</li> </ul>	No	Sensor: 500€ Célula: ?€ Equipo: 5000-15.000€
FOS-REDES DE BRAGG	>10 mm	1-10 $\mu\epsilon$	Baja	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Inmunidad a interferencias electromagnéticas</li> <li>• Multiplexación</li> </ul>	No	Sensor: 300€ Célula: ?€ Equipo: 10.000-30.000€
FOS-FABRY PEROT	>10 mm	1-10 $\mu\epsilon$	Baja	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Inmunidad a interferencias electromagnéticas</li> <li>• Multiplexación</li> </ul>	No	Sensor: 300€ Célula: ?€ Equipo: 10.000-30.000€
FOS-BRILLOUIN	>10 mm	1-10 $\mu\epsilon$	Baja	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Inmunidad a interferencias electromagnéticas</li> <li>• Multiplexación</li> </ul>	No	Sensor: 300€ Célula: ?€ Equipo: 10.000-30.000€

(\*) El coste de los equipos de adquisición de datos se ha estimado para 16 canales de medida aprox.

### 2.3.9. - EXPERIENCIAS PREVIAS

Se han encontrado únicamente dos referencias públicas relacionadas con la instrumentación en campo sobre sistemas flexibles. En ninguno de ellos se han determinado los esfuerzos de los propios cables o alambres que conforman la membrana, luego no se conoce a ciencia cierta el valor de la supuesta pretracción a la que se somete al inicio a los mismos.

El Departamento de Transportes del Estado de Washington, EEUU (Muhunthan et al. 2005), realizó una campaña de instrumentación en distintos emplazamientos donde había instalados sistemas flexibles anclados al terreno. Se dispusieron sensores que medían las fuerzas en eslingas del contorno de la actuación, pero no en cables de la propia membrana, ni tampoco en la cabeza de los bulones (ver Figura 28). El objetivo de esta

instrumentación era registrar picos de carga en los sensores y ver su correlación con altura de depósitos de nieve, precipitaciones de lluvia o nieve y temperatura.

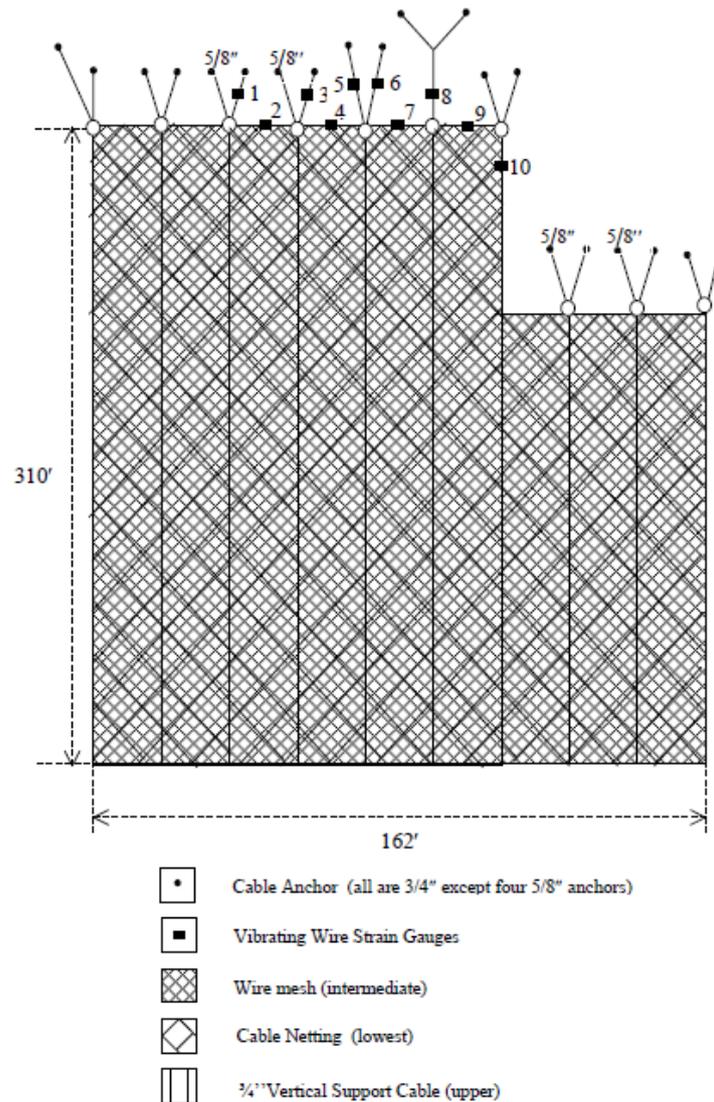


Figura 28.- Instrumentación realizada en el Estado de Washington (Muhunthan et al. 2005).

En el año 2009 se publicaron los resultados de una serie de ensayos realizados en Italia sobre redes de cable y mallas de alambre de doble torsión ancladas al terreno. Los ensayos se realizaron en un emplazamiento real en donde se ejercía una fuerza oblicua sobre un el punto central de un paño de membrana a través de un gato hidráulico fijado en una cavidad acondicionada en una pared de un talud de roca, (Bertolo et al. 2009). Se determinó la

fuerza aplicada por el gato hidráulico, la deflexión normal de la membrana en el punto de aplicación de la fuerza, la fuerza a compresión en dos de los bulones de las esquinas del paño de la membrana, deflexiones normales en dos cables perimetrales y fuerza a tracción en un cable perimetral (ver Figura 29). Sin embargo no se determinaron los esfuerzos dentro de los propios cables o alambres de la membrana.

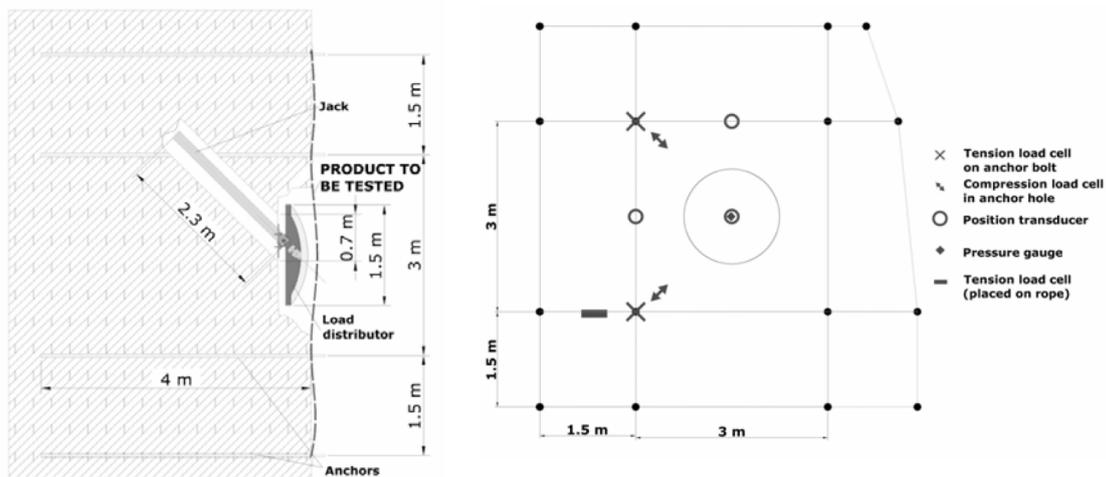


Figura 29.- Instrumentación realizada en Italia en 2009. (Bertolo et al. 2009)

Existen numerosos ensayos en laboratorio cuyo objetivo ha sido caracterizar la resistencia de estos sistemas respecto a diversas acciones (tracción, punzonamiento con carga puntual, punzonamiento con carga normal repartida), así como obtener una caracterización tensodeformacional en donde se relaciona algún tipo de deformación o deflexión de la membrana con la carga aplicada (Castro Fresno 2000; Cavazza et al. 2007; Castro-Fresno et al. 2008; Castro-Fresno et al. 2009; Del Coz Díaz et al. 2009; Luis Fonseca 2010). Es por ello que en lo que se refiere a ensayos de caracterización en laboratorio de las membranas, se considera que este campo está suficientemente desarrollado.

### **3.- Instrumentación in situ**



En este capítulo se describe la metodología empleada para la determinación de las fuerzas existentes en sistemas flexibles desde el momento de su instalación y, además, se aportan los registros de dichas mediciones. Dentro de las distintas tipologías existentes, se han elegido como sistemas a instrumentar las redes de cables ancladas al terreno. Ello es debido a las propias exigencias del proyecto de investigación en donde se enmarca esta tesis doctoral. No obstante, los resultados aquí recogidos se pueden considerar extensibles a cualquier tipología de sistema flexible ya que los métodos de instalación son muy semejantes.

### **3.1.- METODOLOGÍA EMPLEADA**

#### **3.1.1. - GENERALIDADES**

El objetivo de la instrumentación es determinar las fuerzas en diversos componentes de las membranas flexibles ancladas al terreno desde el momento de su instalación.

Para ello, se decidió instrumentar varios taludes que estuvieran a una relativa cercanía de Santander. En concreto, se han instrumentado tres taludes, Puente El Arrudo (Cantabria), Carmona (Cantabria) y Torazo (Asturias). En los tres casos las membranas instaladas pertenecían al fabricante cántabro Iberotalud.

Teniendo en cuenta que la tipología de membrana que se va a instrumentar es la red de cable anclada al terreno mediante bulones, y en concreto el sistema Iberored, se ha considerado adecuado instrumentar los cables que forman el paño de la red (8 mm de diámetro), los cables de refuerzo (16 mm diámetro) y las cabezas de los bulones. En el caso de los cables, lo que se pretende medir es la fuerza de tracción a la que está sometido cada cable, y en el caso del bulón, la fuerza de compresión existente entre la tuerca y la placa de asiento en la dirección del eje del bulón.

### 3.1.2. - SENSORES PARA CABLES DE RED

Los sensores empleados para medir las fuerzas en los cables que conforman el entramado de la red (cable de 8 mm de diámetro) fueron adquiridos a la empresa MICELECT, S.L., que se dedica a la fabricación de todo tipo de sensores. Estos en concreto se basan en un sensor estándar empleado en los cables de los ascensores como limitador de carga, con unas pequeñas modificaciones para que se adecuasen al nivel de cargas máximas que podían experimentar los cables de las redes, así como al diámetro de los mismos.

La característica principal de estos sensores, es que se pueden colocar en un cable sin necesidad de cortarlo. En la Figura 30 se muestra un sensor indicando en la leyenda los distintos elementos que lo componen. El montaje en el cable se realiza soltando los tornillos (que unen la brida desmontable al marco). Una vez extraída la brida, se coloca el sensor en el cable, volviendo a colocar la brida con los tornillos, y apretándolos hasta que la brida haga tope con las arandelas de separación del marco-brida. La brida tiene una hendidura en forma de semicilindro (de 8 mm de diámetro) en donde encaja el cable. Por otro lado, el marco y la viga se encuentran soldados de esta manera son capaces de moverse de forma solidaria.

El sensor es capaz de medir la fuerza de tracción a la que esté sometido el cable de una forma indirecta. Tal y como se observa en la Figura 30, en la posición inicial de colocación del sensor, el cable está desalineado ya que se apoya en tres puntos: los dos apoyos extremos y la brida central desmontable. Cuando el cable se estira, ya sea por una tracción impuesta inicial de tesado, o bien debido a que se deforma el terreno y con él la red, el cable tiende a buscar la alineación, con lo cual empuja de la brida hacia abajo. Los tornillos que unen la brida con el marco empujan hacia abajo, a su vez, a este último. Y finalmente como el marco y la viga están soldados, al moverse hacia abajo el marco, y tener la viga los dos apoyos del cable fijos, la viga se flexiona. Tal y como está dispuesto el sensor en la foto, la

viga tomaría una curvatura con su cara inferior traccionada y la superior comprimida. Dentro de la viga (la viga es hueca), se encuentran pegadas galgas extensométricas, tanto en la cara superior como en la inferior. Las galgas extensométricas son capaces de medir las deformaciones tanto de tracción como de compresión.

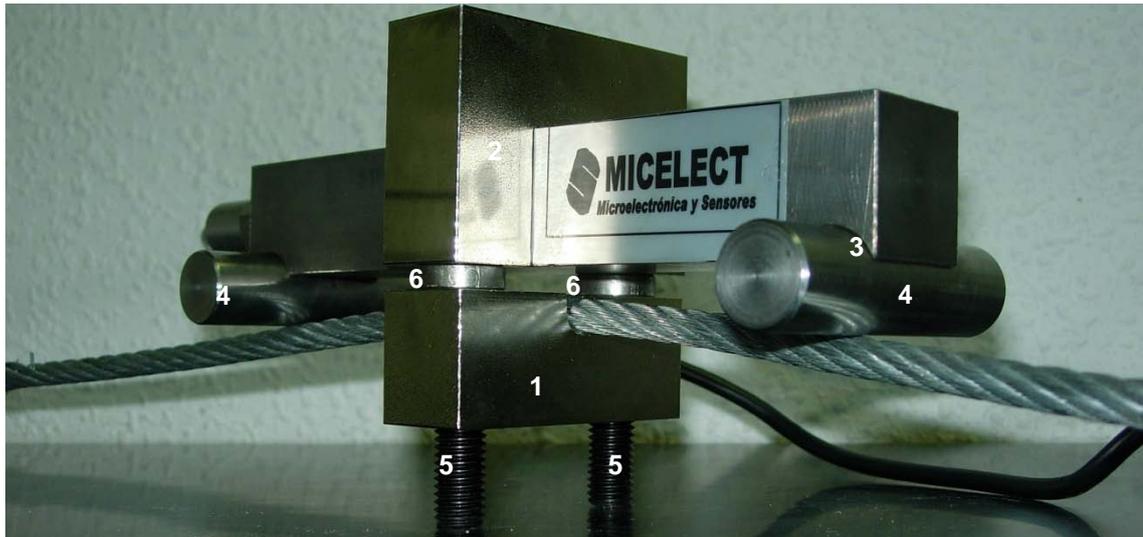
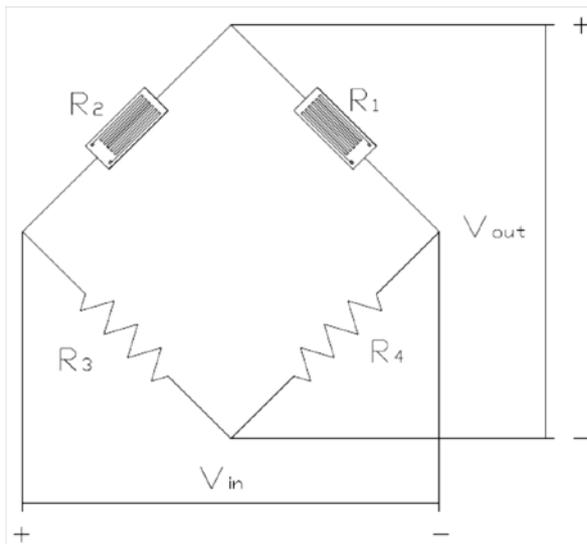


Figura 30.- Sensor para la medición de la fuerza en los cables de 8 mm de diámetro.

Posición inicial.

- 1: BRIDA DESMONTABLE (orificio para cable de 8 mm de diámetro)
- 2: MARCO
- 3: VIGA
- 4: APOYOS
- 5: TORNILLOS DE SUJECIÓN DE LA BRIDA AL MARCO
- 6: ARANDELAS DE SEPARACIÓN MARCO-BRIDA (3 mm espesor, para cable de 8mm de diámetro)

Teniendo en cuenta que la viga estará sometida a flexión pura, el valor absoluto de la deformación por compresión en la cara de arriba debe ser igual al valor de la deformación por tracción en la cara de abajo. Con la disposición de las galgas en el puente de Wheatstone tal y como se muestra en la Figura 31, se consigue restar a la deformación de la zona traccionada (deformación positiva) la deformación de la zona comprimida (deformación negativa), de tal manera que se duplique la señal de una única zona deformada (tracción o compresión).



$$\frac{\Delta R}{R} = K\varepsilon$$

$$\frac{V_{out}}{V_{in}} = \frac{1}{4} \left( \frac{\Delta R_1}{R_1} - \frac{\Delta R_2}{R_2} + \frac{\Delta R_3}{R_3} - \frac{\Delta R_4}{R_4} \right)$$

$$\frac{V_{out}}{V_{in}} = \frac{K}{4} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4)$$

$$\varepsilon_1 = -\varepsilon_2$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_4 = 0$$

$$|\varepsilon_1| = |\varepsilon_2| = \left| \frac{V_{out}}{V_{in}} \right| \frac{2}{K}$$

Figura 31.- Puente de Wheatstone.  $R_1$  y  $R_2$  galgas extensométricas,  $R_3$  y  $R_4$  resistencias inactivas.

Por otro lado, es necesario calibrar en el laboratorio el sensor, de tal manera que podamos correlacionar las deformaciones registradas en las galgas y la fuerza de tracción a la que se le somete al cable. Para ello, mediante una máquina de ensayos universales, se registra, por un lado la fuerza de tracción a la que se le somete al cable, y por otro lado se registra de forma simultánea la deformación de las galgas. Con ello se consigue la curva fuerza-deformación (por flexión de la viga del sensor). Como realmente el valor de la deformación de la viga del sensor carece de interés, la correlación se puede realizar directamente entre el voltaje de salida registrado por el equipo de adquisición de datos y la fuerza de la máquina de ensayos que tracciona el cable. Ambas magnitudes tienen una relación biunívoca cuasi-rectilínea. La calibración de los sensores fue llevada a cabo por MICELECT, S.L.

### 3.1.3. - SENSORES PARA CABLES DE REFUERZO

Los sensores empleados en los cables de 16 mm de diámetro son esencialmente iguales a los de 8 mm, salvo por el pequeño detalle de la hendidura realizada en la brida de sujeción, la cual tiene un diámetro de 16 mm (ver Figura 32). Así mismo, las arandelas de separación tienen un espesor de 6 mm, en lugar de 3 mm como era en los sensores para cable de 8 mm.

### 3.1.4. - SENSORES PARA BULONES

Para medir la fuerza que se ejerce en la cabeza de los bulones, se introducen unas células de carga a través de éstos, entre las placas de sujeción de los cables al terreno y la tuerca en la cabeza del bulón.

Si el terreno se deforma, es decir, tiende a empujar las redes hacia fuera, los cables, a su vez tenderán a empujar hacia afuera a la placa de anclaje, y ésta comprimirá la célula de carga ya que en su otro extremo se encuentra la tuerca como elemento fijo.

La célula de carga está formada por un cilindro hueco con unas galgas extensométricas pegadas en cuatro de sus directrices. La célula de carga, previamente calibrada, es capaz de medir la fuerza de compresión a la que la someten la placa de anclaje y la tuerca.

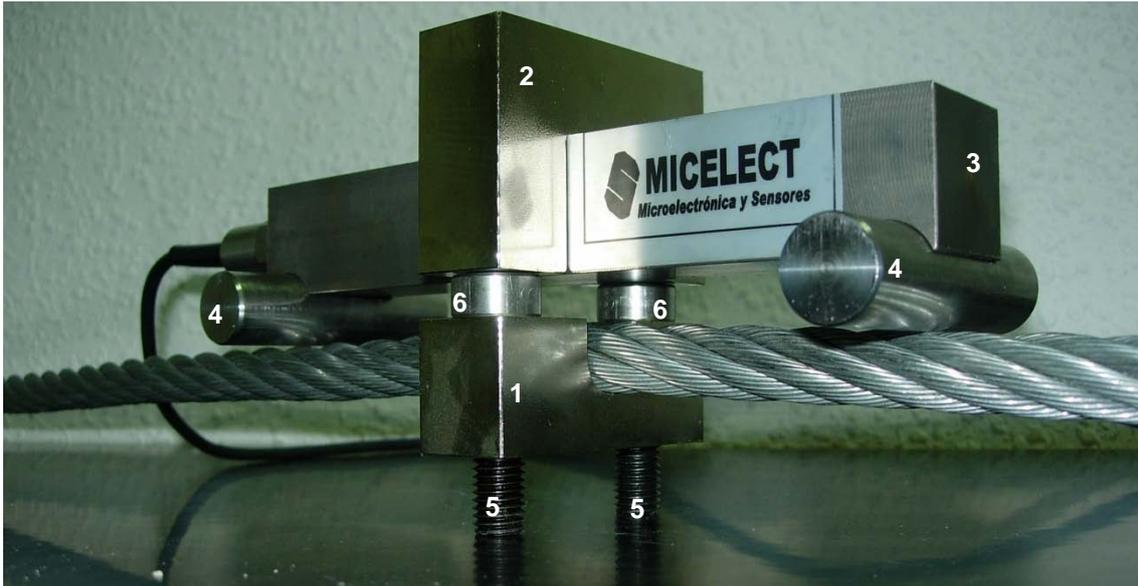


Figura 32.- Sensor para la medición de la fuerza en los cables de 16 mm de diámetro. Posición inicial.

- 1: BRIDA DESMONTABLE (orificio para cable de diámetro)
- 2: MARCO
- 3: VIGA
- 4: APOYOS
- 5: TORNILLOS DE SUJECION DE LA BRIDA AL MARCO
- 6: ARANDELAS DE SEPARACIÓN MARCO-BRIDA (6 mm espesor)



Figura 33.- Células de carga sin capuchón de protección. Vista de las conexiones del Puente de Wheatstone.

### 3.1.5. - EQUIPO DE ADQUISICIÓN DE DATOS

Para poder realizar las mediciones en los sensores, ya sean los de los cables o en las células de carga que se disponen en los bulones, es necesario un equipo que suministre un voltaje de alimentación al puente de Wheatstone y recoja un voltaje de salida, el cual está correlacionado (mediante calibración en laboratorio), como ya se ha comentado en apartados anteriores, con las fuerzas que se pretendan medir. Es por ello que de cada sensor o célula de carga salen un cable apantallado con cuatro hilos, dos de entrada y dos de salida de voltaje. A ese cable se le incorpora en su extremo un conector de cuatro pines. Los conectores se aíslan de la intemperie, colocándolos en cajas eléctricas, agrupando un determinado número de cables por caja, dependiendo de la ubicación de los sensores y la longitud de sus cables.

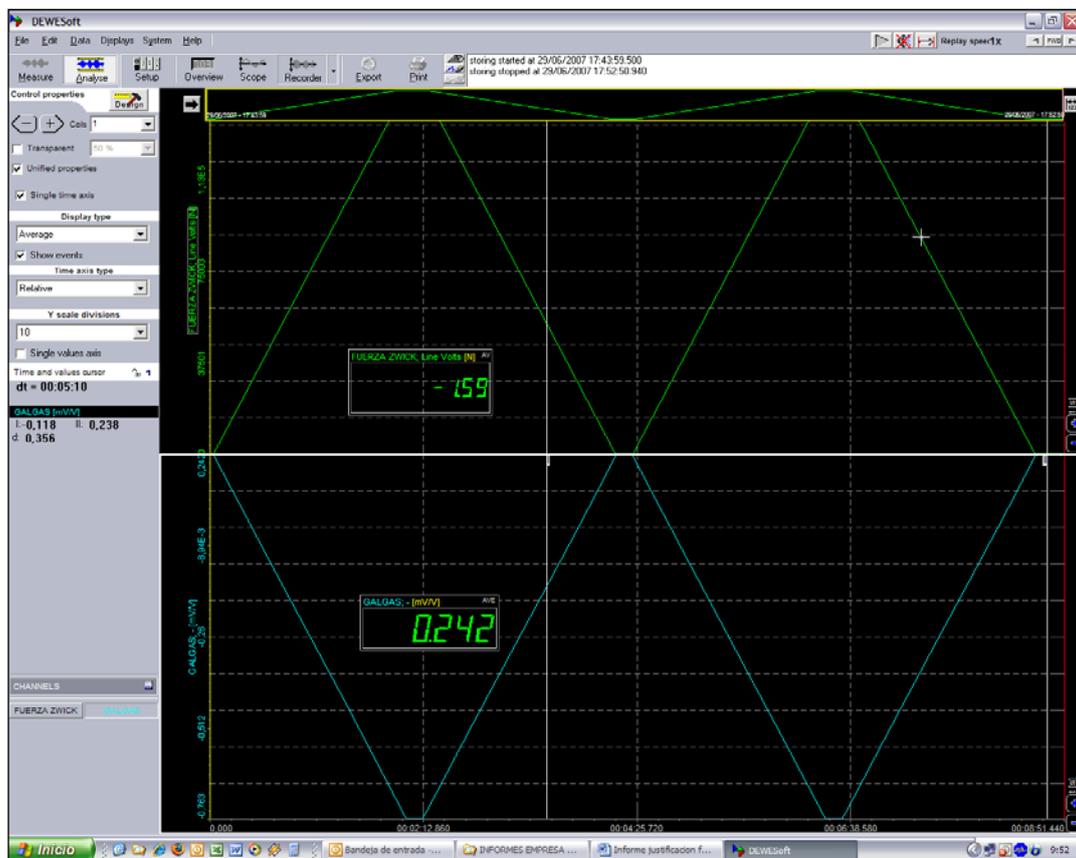


Figura 34.- Archivo de calibración de una célula de carga. Registro mediante equipo de adquisición de datos DEWE 801.

Cada cierto número de meses, se lleva al emplazamiento el equipo de adquisición de datos, se conecta cada uno de los sensores al equipo, y se registra la fuerza que experimenta el sensor en ese determinado momento. De esta manera se evita dejar en campo el equipo, el cual tiene un elevado coste, con el consiguiente riesgo de hurto o daños debidos a la climatología. Así mismo, se ha considerado que no resulta del todo viable el tener un registro continuo de las fuerzas en los cables. Esta opción presentaría la ventaja de poder registrar fuerzas máximas asociadas al fenómeno del choque de la masa inestable y la membrana. Sin embargo, ya que es prácticamente imposible determinar con exactitud en qué paño se producirá una deformación notable, ello nos obligaría a instrumentar todos los paños de un talud, con el consiguiente sobrecoste en sensores y en equipos de adquisición de datos con mayor número de canales. Un registro discontinuo permite almacenar valores reales en el momento de medición; sin embargo, si ha acaecido alguna carga superior y posteriormente el componente se ha descargado, no seríamos capaces de registrarlo.

En la Figura 34 se muestra un archivo del software del equipo de adquisición de datos.

## **3.2.- EMPLAZAMIENTOS INSTRUMENTADOS**

### **3.2.1. - PUENTE EL ARRUDO (CANTABRIA)**

El talud de Puente El Arrudo se encuentra situado en la margen izquierda del río Nansa, en la carretera Puente El Arrudo - Panes. La zona estabilizada mediante sistemas flexibles se extiende por una longitud de unos 300 m, con un tramo central de unos 50 m carente de protección.

El talud tiene una altura de unos 5 m, de los cuales 2,5 m aproximadamente forman una pared vertical desde el arcén de la carretera, y los otros 2,5 m se

elevan con una pendiente de unos 30°. El talud está compuesto por estratos de roca caliza de entre 0,5 y 1 m de espesor, que buzan aproximadamente unos 30°. Las discontinuidades se encuentran ocasionalmente rellenas por material arcilloso. Los estratos, a su vez, presentan fisuración perpendicular al plano de las discontinuidades, la que conlleva a definir los bloques de fracturación susceptibles de desprenderse.

La solución adoptada para la estabilización de la parte inclinada del talud consiste en la disposición de, en primer lugar, malla de triple torsión, seguidamente la red de cables de 8 mm de diámetro, con un espaciado de cuadrícula de 300 mm entre grapas, y por encima el cable de refuerzo de 16 mm, formando paños de 4x4 m entre bulones. En la parte inclinada existen únicamente dos filas de bulones limitando una única fila de paños de unos 4 m de lado. En el caso de la parte vertical, se prescinde de la red de 8 mm, empleando únicamente la malla de triple torsión y por encima el cable de 16 mm formando equis espaciadas a lo ancho 4 m, y llegando al pie del talud.

Se instrumentaron cuatro zonas distintas del talud a mediados de junio de 2007. En este caso, no se dispusieron células de carga en los bulones.



Figura 35.- Primera zona de medición. Dos sensores en red de cables de 8 mm. Diagonales de un paño de la zona inclinada.



Figura 36.- Segunda zona de medición. Sensor en el cable de 16 mm. Equis de la zona vertical.



Figura 37.- Tercera zona de medición. Dos sensores en el cable de 16 mm. Equis de la zona vertical, próximos a los bulones.



Figura 38.- Cuarta zona de medición. Tres sensores, 2 en el cable de 8 mm y 1 sensor en el de 16 mm. Zona inclinada del talud.

### 3.2.2. - CARMONA (CANTABRIA)

El talud se encuentra situado en las afueras de Carmona, la carretera CA-182, que une un Puente Nansa con la localidad de Valle, en Cabuérniga.

El talud tiene una altura de unos 80 m, con un ángulo medio de unos 45°. Está formado por un suelo eminentemente arenoso posiblemente del Cretácico.

La solución adoptada para la estabilización de la parte inclinada del talud consiste en la disposición de (enumerando los elementos desde el contacto con el terreno hacia lo más exterior), una geomanta para retención de la hidrosiembra, seguidamente malla de triple torsión, a continuación una red de cables de 8 mm de diámetro, con un espaciado de cuadrícula de 300 mm entre grapas, y por último, el cable de refuerzo de 16 mm formando paños de 4x4 m entre bulones.

Se instrumentaron cinco zonas distintas entre abril y noviembre de 2008. En cada uno de ellos, se dispuso de una célula de carga en el bulón, cuatro sensores para cable de 8 mm en las diagonales de los paños adyacentes al bulón, y otros cuatro sensores para cable de 16 mm en los de refuerzo.



Figura 39.- Primera zona de medición. Vista alejada.



Figura 40.- Primera zona de medición. Vista en detalle.



Figura 41.- Segunda zona de medición. Vista alejada.



Figura 42.- Segunda zona de medición. Vista en detalle.



Figura 43.- Tercera zona de medición. Vista alejada.



Figura 44.- Tercera zona de medición. Vista en detalle.



Figura 45.- Cuarta zona de medición. Vista alejada.



Figura 46.- Cuarta zona de medición. Vista en detalle.



Figura 47.- Quinta zona de medición. Vista alejada.



Figura 48.- Quinta zona de medición. Vista en detalle.

### 3.2.3. - TORAZO (ASTURIAS)

Se han instrumentados dos taludes ubicados en Incós, barrio de la localidad de Torazo perteneciente al municipio de Cabranes, en Asturias. Los dos taludes se encuentran en la carretera AS-334. El tramo Torazo-Incós ha sido objeto de un proyecto de mejora, cuyos trabajos finalizaron a comienzos del año 2009. Existen dos taludes (separados 100 m aproximadamente el uno del otro) en donde se dispuso red de cable anclada al terreno. La instalación de la red en ambos taludes fue efectuada por la empresa Malla Talud Cantabria, finalizando los trabajos el 4 febrero de 2009. Ambos taludes están formados por un suelo de arenisca ocre, que presenta ya un cierto grado de meteorización. En presencia de agua se pueden extraer y romper pequeños fragmentos con la mano.

El primer emplazamiento (Emplazamiento 1: PK 1,950, punto medio del talud), está caracterizado por un talud con una pendiente de aproximadamente  $60^{\circ}$ , presentando una zona central cóncava que se corresponde al hueco dejado por una cuña que deslizó antes de que fuera instalada la red. La solución adoptada para la estabilización del talud consiste en la disposición de una malla de triple torsión, a continuación una red de cables de 8 mm de diámetro, con un espaciado de cuadrícula de 300 mm entre grapas, y por último, el cable de refuerzo de 16 mm formando paños de  $4 \times 4$  m entre bulones. La zona estabilizada ocupa unos  $60 \text{ m}^2$ . En este emplazamiento se instalaron seis sensores para cable de 8 mm, nueve para cable de 16 mm y cuatro células de carga para los bulones. Los sensores de cable fueron instalados a mediados del mes de agosto de 2009, y las células para los bulones a mediados de diciembre del mismo año.

El segundo emplazamiento (Emplazamiento 2: PK 2,080, punto medio del talud), está constituido por un talud con una pendiente creciente de entre  $45^{\circ}$  en la parte inferior del talud hasta  $90^{\circ}$  en la superior. La geometría del talud manifiesta la forma de un antiguo deslizamiento de forma aproximadamente circular. La solución adoptada para la estabilización del talud consiste en la

disposición de una malla de triple torsión, a continuación una red de cables de 8 mm de diámetro, con un espaciado de cuadrícula de 300 mm entre grapas, y por último, el cable de refuerzo de 16 mm formando paños de 4x4 m entre bulones. La zona estabilizada ocupa unos 130 m<sup>2</sup>. En este emplazamiento se instalaron nueve sensores para cable de 8 mm, dieciséis para cable de 16 mm y diez células de carga para los bulones. La instrumentación fue instalada aproximadamente a la vez que en el primer emplazamiento; los sensores de cable a mediados del mes de agosto de 2009, y las células para los bulones a mediados de diciembre del mismo año.



Figura 49.- Emplazamiento 1. (Torazo, Asturias).

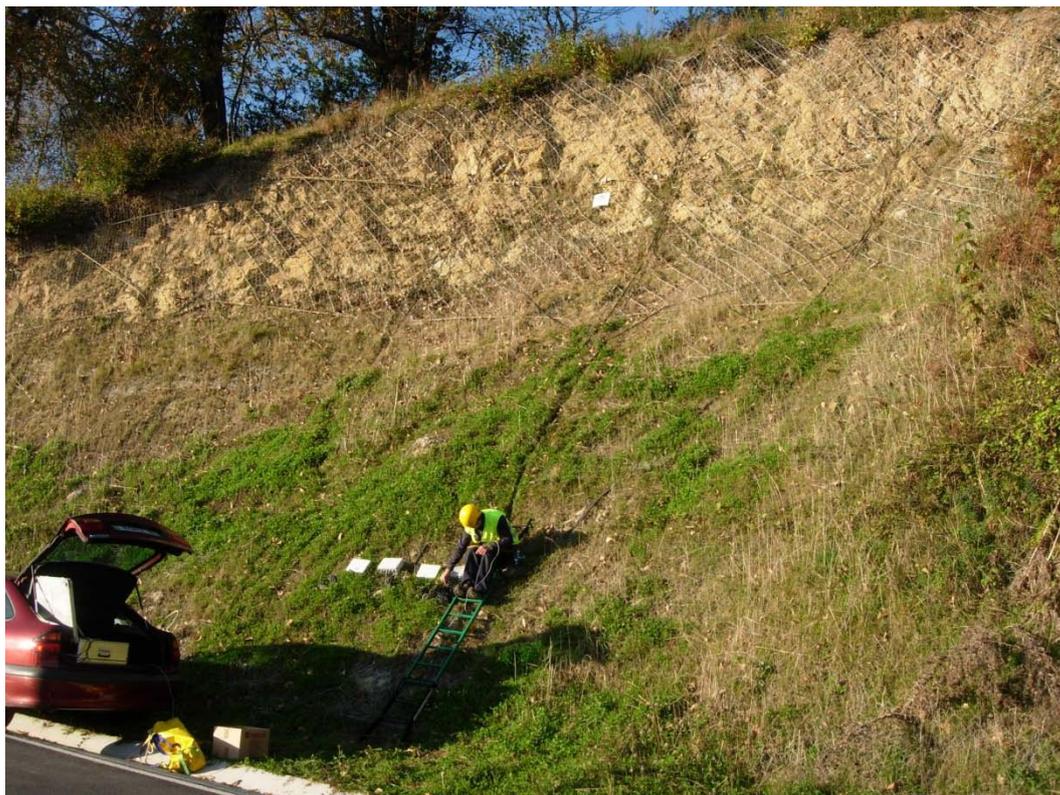


Figura 50.- Emplazamiento 2 (Torazo, Asturias).

### **3.3.- RESULTADOS**

#### **3.3.1. - PUENTE EL ARRUDO (CANTABRIA)**

Los sensores de las zonas 1 y 2 fueron colocados el 15 de junio de 2007. Hasta el momento se han realizado cuatro lecturas, la primera corresponde al momento de la instalación de los sensores, y la última fue realizada en noviembre de 2008. Se han detectado ciertas anomalías procedentes de la configuración del equipo de adquisición de datos, en la primera lectura; luego consideramos que este registro no es del todo fiable. No obstante, dichas anomalías en el equipo fueron corregidas antes de realizar la segunda lectura en abril de 2008.

Tabla 3.- Registros en Puente El Arrudo.

ZONA DE MEDICIÓN	SENSOR		1ª LECTURA 15/06/2007	2ª LECTURA 17/04/2008	3ª LECTURA 03/07/2008	4ª LECTURA 06/11/2008
	Tipo	Nº	kp	kp	kp	kp
1	5000	2	244	178	94	117
	5000	31	159	114	-44	0
2	16000	39	-53	450	272	-30
3	16000	2	192	491	313	100
	16000	50	183	281	213	-18
4	5000	51	36	9	103	144
	5000	53	-78	25	34	56
	16000	19	-59	293	169	181

Sería conveniente destacar, en primer lugar, que en el análisis de los datos registrados hasta el momento se refiere a la segunda lectura, dadas las anomalías detectadas en la primera lectura.

Los registros de fuerza en Puente El Arrudo muestran que los sensores tipo 5000 (colocados en cables de 8 mm de la red) oscilan entre 9 y los 178 kp. Así mismo, los sensores tipo 16000 (colocados en cables de 16 mm) presentan unos niveles de carga ligeramente superiores, entre 281 y 491 kp. Los cables de 16 mm presentan un nivel de pretracción inicial superior a los cables de 8 mm, tal y como era de esperar. Ello es debido a la propia metodología de tensado de los cables de 16 mm y de la red de 8 mm la cual ya ha sido expuesta en apartados previos.

### 3.3.2. - CARMONA (CANTABRIA)

Hasta el momento se han realizado tres lecturas, la primera se realizó el 04/04/2008, la segunda fue el 03/07/2008 y la última el 06/11/2008.

Analizando la primera lectura tomada, abril de 2008, los registros muestran que los sensores tipo 5000 oscilan entre -56 kp y los 109 kp. Así mismo, los sensores tipo 16000 presentan unos niveles de carga ligeramente superiores, entre 155 y 720 kp. Los cables de 16 mm presentan un nivel de pretracción inicial superior a los cables de 8 mm, tal y como era de esperar.

Ello es debido a la propia metodología de tensado de los cables de 16 mm y de la red de 8 mm expuesta en el apartado 2.1.

Los valores negativos que pueden registrarse de forma eventual se achacan al error aleatorio asociado a cada sensor, tal y como se expuso en los apartados 3.1.2, 3.1.3 y 3.1.4. Dichos valores deberían interpretarse como un valor nulo o muy reducido de la fuerza.

En cuanto a los registros de fuerzas de las células de carga, atendiendo a la primera lectura realizada (abril del 2008), los valores oscilan entre los 903 y 3567 kp. Se puede observar así mismo que las células 1 y 2 registraron valores relativamente superiores a las 3, 4 y 5. Esta diferencia puede ser debida a que las tuercas de las dos primeras células fueron apretadas por un operario de la empresa cántabra instaladora de redes MTC con una llave con un brazo de 0,5 m aproximadamente; mientras que las tuercas de las células 3, 4, 5 fueron apretadas por la autora de esta tesis y un compañero del grupo GITECO, mediante una llave con un brazo de unos 25 cm. Ello puede explicar esa diferencia de par de apriete y por ende de fuerza registrada entre las células de las zonas 1 y 2, frente a las de las zonas 3, 4 y 5.

Los registros de fuerza en Carmona para la primera lectura muestran que los sensores tipo 5000 (colocados en cables de 8 mm de la red) oscilan entre 0 y los 109 kp. Así mismo, los sensores tipo 16000 (colocados en cables de 16 mm) presentan unos niveles de carga ligeramente superiores, entre 0 y 720 kp.

En lecturas posteriores, se ha detectado un ligero aumento en la fuerza en todas las células de carga, siendo el incremento más notable el experimentado por la célula 3, que pasó de 1100 kp a 1900 kp, lo que implica un aumento del 72%.

Tabla 4.- Registros en Carmona.

ZONA DE MEDICIÓN	SENSOR		1ª LECTURA 04/04/2008	2ª LECTURA 03/07/2008	3ª LECTURA 06/11/2008
	Tipo	kp	kp	kp	kp
1	CELULA	1	3117	3600	4881
	5000	87	28	56	56
	5000	92	55	21	8
	5000	94	26	47	47
	5000	95	-56	72	-28
	16000	40	155	160	128
	16000	42	676	640	683
	16000	46	356	284	770
	16000	48	388	460	480
2	CELULA	2	3567	4178	4789
	5000	4	44	306	29
	5000	28	2	5	14
	5000	43	6	101	162
	5000	60	36	-11	-6
	16000	16	377	222	98
	16000	21	284	160	142
	16000	37	196	213	249
	16000	38	444	-89	124
3	CELULA	3	1100	1671	1900
	5000	48	16	-21	-26
	5000	55	3	-58	-58
	5000	56	2	-95	-8
	5000	61	61	5	14
	16000	1	720	651	791
	16000	2	187	325	160
	16000	10	289	360	-173
	16000	23	747	460	416
4	CELULA	4	903	1024	1003
	5000	32	44	-25	-5
	5000	36	19	197	256
	5000	42	-1	23	-74
	5000	54	47	157	181
	16000	5	645	325	-261
	16000	22	133	204	169
	16000	31	169	249	226
	16000	36	215	201	132
5	CELULA	5	1328	1723	2141
	5000	5	64	46	51
	5000	29	31	56	70
	5000	67	109	268	296
	5000	68	49	27	29
	16000	3	299	240	224
	16000	8	521	345	443
	16000	17	418	290	311
	16000	24	178	160	107

### 3.3.3. - TORAZO (ASTURIAS)

Los sensores para los cables de la red y de refuerzo fueron instalados entre los días 18 y 19 de agosto del 2009. Se tomó una primera lectura inicial el día 19/08/2009, una segunda el 26/11/2009 y la última el 14/12/2010.

Las células de carga fueron instaladas entre los días 17 y 18 de diciembre de 2009, y hasta el momento se han realizado dos registros, el primero el día 18/12/2009 y el segundo un año después, el 14/12/2010.

Analizando la primera lectura, los registros de los sensores de cable de tipo 5000 oscilan entre los -111 y 212 kp. Para el caso de los sensores de tipo 16000, los -237 y 639 kp.

Los valores registrados en las lecturas iniciales de las células de carga oscilaron entre los 300 kp y los 2385 kp. Esta diferencia se achaca a que las tuercas no fueron apretadas por la misma persona ni con la misma llave. Además, en ciertas ocasiones, la postura del operario en el talud era incómoda y dificultaba el apriete de la tuerca. En la segunda lectura realizada el 14/12/2010, los valores de fuerza de las células de carga registraron un notable aumento, sin embargo eso no ha sido el caso de los cables. Es posible que el terreno haya comenzado a deslizar, haciendo que los bulones experimenten esfuerzos de tracción fruto de los movimientos de la masa inestable. Dichos movimientos son todavía muy reducidos, luego aún no han transmitido esfuerzos a la membrana. Para que ésta última experimente esfuerzos notables, a simple vista ya se deberían detectar bolsas de terreno contenidas por la misma; sin embargo, este no es el caso por el momento.

Tabla 5.- Registros en Torazo. Sensores de cable.

EMPLAZAMIENTO	SENSOR		1ª LECTURA 19/08/2009	2ª LECTURA 26/11/2009	3ª LECTURA 14/12/2010
	Tipo	Nº	kp	kp	kp
1	5000	7	9	357	372
	5000	62	95	-44	-39
	5000	59	19	339	378
	5000	46	8	-18	-2
	5000	49	19	31	-19
	5000	20	37	47	-48
	16000	29	229	300	161
	16000	15	275	355	101
	16000	26	384	26	-82
	16000	12	366	-52	-7
	16000	35	483	318	161
	16000	32	567	301	200
	16000	9	373	319	132
	16000	33	639	573	273
	16000	4	241	340	136
2	5000	83	-111	729	754
	5000	98	53	212	137
	5000	86	63	5	-62
	5000	89	-19	-50	-50
	5000	93	22	85	-32
	5000	96	-10	-57	-33
	5000	85	9	281	301
	5000	81	212	-13	-75
	5000	90	-34	-2	-95
	5000	80	30	71	-69
	5000	97	32	86	70
	5000	91	-33	516	-70
	16000	45	173	466	-46
	16000	44	23	647	66
	16000	49	411	1903	272
	16000	41	362	1205	95
	16000	13	-237	-136	-142
	16000	43	121	351	30
	16000	14	183	605	116
	16000	11	209	308	-26
	16000	7	273	473	67
	16000	25	437	1316	81
	16000	47	302	874	92
16000	28	102	514	114	

Tabla 6.- Registros en Torazo. Células de carga.

EMPLAZAMIENTO	SENSOR		1ª LECTURA	2ª LECTURA
	Tipo	Nº	18/12/2009	14/12/2010
1	CELULA	12	989	6250
	CELULA	13	2385	7387
	CELULA	14	2083	63
	CELULA	15	1817	1817
2	CELULA	1	1221	5330
	CELULA	2	1541	7786
	CELULA	3	699	847
	CELULA	4	346	9975
	CELULA	5	300	8390
	CELULA	6	1155	1160
	CELULA	7	1126	2669
	CELULA	8	833	5130
	CELULA	9	958	7767
CELULA	16	2321	7877	

### 3.4.- DISCUSIÓN

#### 3.4.1. - FUERZAS EJERCIDAS POR LOS BULONES

A la vista de las observaciones realizadas durante la puesta en obra de las redes ancladas, así como la revisión de manuales de instalación de otros fabricantes, se llega a la conclusión que los bulones ejercen una fuerza sobre el terreno a través de las propias placas de anclaje.

El valor que ejercen éstas sobre el terreno está condicionado entre otros factores, por la fuerza de apriete que se aplica a las tuercas. En la mayoría de los casos dicha fuerza no se controla, y dependerá de la longitud del brazo de la llave de apriete empleada así como del propio operario. En determinados manuales técnicos de fabricantes (Geobrugg Ibérica 2008; Geobrugg North America 2005) se indica que el par de apriete aplicado por el operario se traduce en una fuerza axial de aproximadamente 50 kN. Sin embargo, ninguno de los instaladores miden de forma sistemática el par de apriete aplicado y por ende la fuerza axial. Los registros de fuerza en

Carmona y Torazo muestran en realidad que las fuerzas no exceden de los 15 kN.

Otro factor que influye en la fuerza real transmitida de la placa de anclaje al terreno es la tensión de los cables de la red y de refuerzo que quedan encajados entre la propia placa y el terreno. En la realidad, la transmisión de fuerzas de la placa de anclaje al terreno se puede manifestar mediante dos mecanismos distintos.

En el caso de que los cables estén muy tensos antes del apriete de la tuerca, y que además la hendidura alrededor del bulón sea muy pronunciada, lo más probable, es que la fuerza aplicada para apretar la tuerca por el operario no sea suficiente para ceñirla al terreno. En este caso, la placa aumenta la tensión inicial que pudieran presentar los cables, siendo estos los que transmitirían la fuerza al terreno, tal y como se ha explicado en el apartado 3.4.2.

Otro mecanismo de transmisión de fuerzas resulta cuando los cables poseen poca pretracción inicial y además la hendidura alrededor del bulón es reducida. En este caso, una pequeña parte de la fuerza de apriete se emplearía en unir la placa al terreno, y de forma indirecta en tensar ligeramente los cables de la red, pero la mayor parte se emplearía en aumentar la fuerza de compresión placa-terreno. En este caso, la forma principal de transmisión de fuerzas al terreno sería a través de la placa y no a través de los cables de la red.

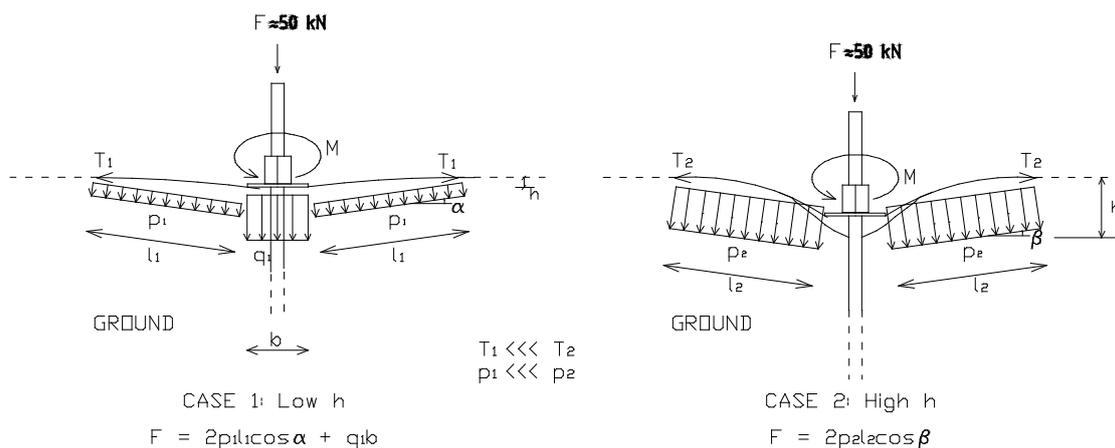


Figura 51.- Mecanismos de interacción membrana-terreno.

Sea cual sea la forma de transmitir las fuerzas de los bulones al terreno, bien a través de las placas directamente, o a través de los cables, existe un valor máximo de la fuerza aplicada perpendicular al terreno, que viene determinada por la fuerza de apriete de la tuerca. A la postre, esta fuerza define bien la componente normal al terreno que puedan transmitir los cables de la red al mismo, o bien, la fuerza de compresión de la placa de anclaje al mismo. Según determinados fabricantes esta fuerza no superaría los 50 kN, y según los registros de medidas de fuerzas en redes de cables, este valor no alcanzaría si quiera los 15 kN.

En cualquier caso, a la vista del análisis del procedimiento de instalación de los sistemas flexibles anclados al terreno, la fuerza normal aplicada al terreno que los sistemas ejercen al terreno en el momento de la instalación viene determinada por el número de anclajes que se dispongan, y no tanto por la tipología de red que se emplee.

Es importante destacar que la carga de rotura de los bulones puede alcanzar las 30 t para barras de 28 mm de diámetro, según las tablas del fabricante (DYWIDAG). La resistencia máxima al arrancamiento no ha sido calculada en proyecto en función de las características del terreno, ni tampoco se han realizado ensayos de arrancamiento de los bulones in situ. Atendiendo al valor máximo de resistencia al arrancamiento ( $10 \text{ t/m}^2$ ) de bulones con

inyección de lechada de cemento que aparecen en la Tabla 7 (MOPU 1989) para un diámetro de la perforación aproximado de 70 mm, y una longitud típica de 4 m, la fuerza de arrancamiento máxima ascendería a 8,8 toneladas.

Tabla 7.- Valores de resistencia a tracción armadura-terreno.

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

No se descarta así mismo que no exista una cierta influencia adicional de sostenimiento de los bulones sobre el terreno frente a posibles deslizamientos, ya que estos, tal y como están colocados, actuarían como un claveteado del terreno ('soil nailing'). Sin embargo, teniendo en cuenta la elevada separación entre ellos (4 m, para los casos particulares de Carmona, Puente El Arrudo y Torazo), la influencia de su resistencia frente a esfuerzos cortantes y flectores de la masa de terreno susceptible de deslizar, se puede considerar despreciable, ya que el espaciamiento habitual que se suele considerar en suelos claveteados es del orden de 1 m.

#### 3.4.2. - FUERZAS EJERCIDAS POR LA RED

Si bien es cierto que la presión que ejerce la red sobre el terreno no está instrumentada de forma directa, sí que se dispone del registro de las fuerzas en los cables. Conociendo la geometría de la red, se puede calcular cuál es la presión que ejerce ésta sobre el terreno. Los taludes de Carmona y Torazo, si bien no son iguales, presentan una disposición de red muy semejante. En el caso del talud de Puente El Arrudo, la disposición de la red y los cables de refuerzo es ligeramente distinta. Es por ello que se analizarán de forma conjunta los mecanismos de transmisión de fuerzas de Carmona y Torazo por un lado, y el de Puente El Arrudo por otro.

#### *3.4.2.1– Puente El Arrudo*

En el caso de Puente El Arrudo, tal y como fue descrito el apartado 3.2.1, el talud está formado por estratos de roca caliza intercalados con discontinuidades que ocasionalmente pueden estar rellenas de material arcilloso. El talud buza el mismo ángulo que los propios estratos de caliza. Así mismo existe una serie de discontinuidades perpendiculares a los planos de estratificación, definiendo así los posibles bloques susceptibles de desprenderse del macizo.

Los paños de red con cables de 8 mm presentan una geometría plana, estando en muchas ocasiones sin contacto directo con el terreno. Así mismo, para este caso particular, los bulones estaban en el mismo plano que el terreno, no presentando los cables de atado/refuerzo de 16 mm ni los propios de la red de 8 mm ningún quiebro. Por lo tanto, el único aporte de fuerza activa (que actúe desde el momento de la instalación y que ejerza una fuerza perpendicular sobre el terreno) de estabilización de los cables sobre el terreno es en la arista superior del paramento vertical del talud, en donde los cables de atado de 16 mm pueden ejercer una fuerza perpendicular a los planos de estratificación del macizo rocoso.



Figura 52.- Geometría inicial de un paño de red típico en Puente El Arrudo.

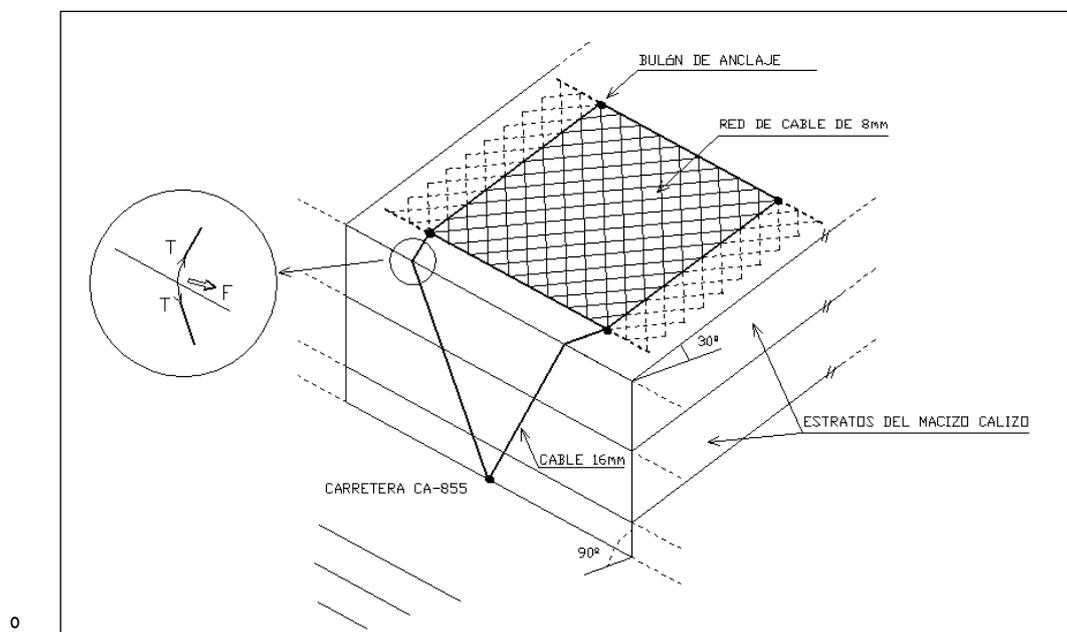


Figura 53.- Forma inicial de la red en Puente El Arrudo. Fuerza ejercida por los cables.

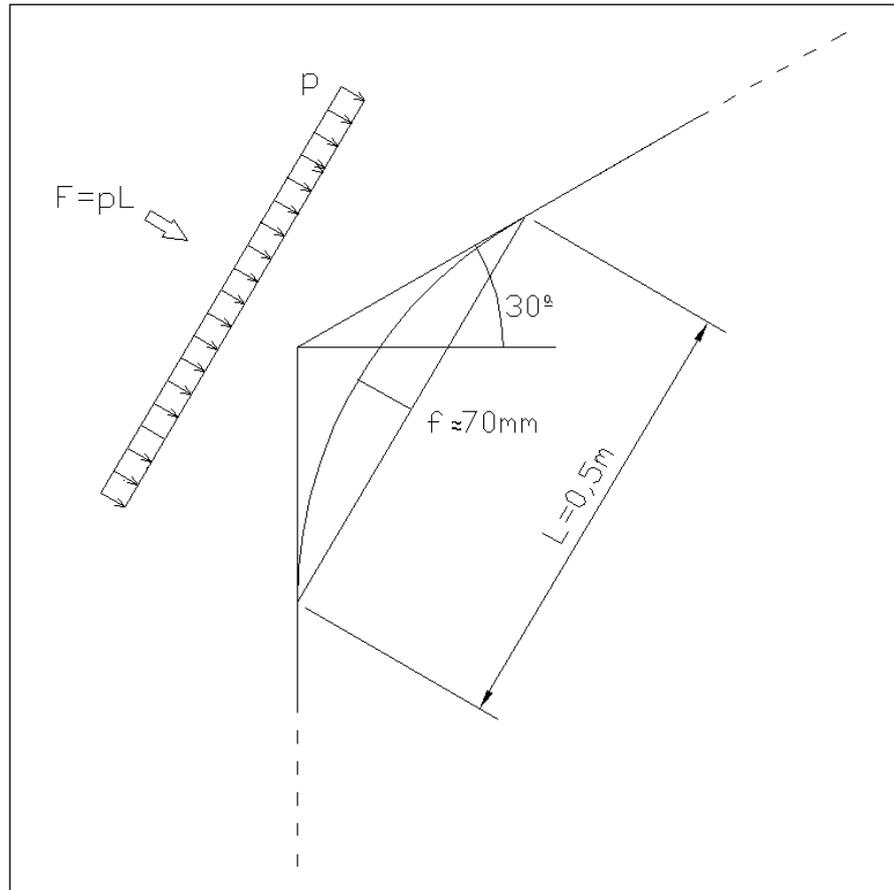


Figura 54.- Zona de fuerza ejercida por la red sobre el terreno. Forma parabólica.

Suponiendo un contacto con forma parabólica con una longitud de 0,5 m y una flecha máxima de alrededor de 75 mm, y considerando que la curvatura del cable adopta una forma parabólica, los valores de fuerza por cada cable al terreno vendrían definidos por la expresión [25] (disponible en cualquier libro de Mecánica):

$$F = pL \approx \frac{8T}{\sqrt{\frac{L^2}{f^2} + 16}}$$

$F$  : Fuerza total aplicada

$p$  : Fuerza por unidad de longitud

$L$  : Longitud del cable con curvatura

$T$  : Fuerza de tracción en el cable

$f$  : Flecha del centro luz del cable

[25]

Tabla 8.- Fuerzas sobre el terreno ejercidas por los cables de 16 mm.

T (kp)	F <sub>por zona</sub> (kp)	F <sub>por paño</sub> (kp)	F <sub>por superficie</sub> (kp/m <sup>2</sup> )	F <sub>por superficie</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
500	489	977	163	1,63
1000	977	1954	326	3,26

El sistema flexible instalado, en teoría, está diseñado para ejercer una presión perpendicular de 10 kN/m<sup>2</sup>, con un factor de seguridad de 1,67. Por lo tanto, la presión total ejercida por el sistema sobre el talud para evitar que se produzca un posible deslizamiento es de 16,7 kN/m<sup>2</sup>.

A la vista de la tabla superior donde se indican los niveles de fuerza para dos niveles de tensión distintos de los cables de 16 mm, 500 kp (el máximo valor aproximado registrado con los sensores) y 1000 kp (un caso posible de pretracción basándose en los registros de Carmona y Torazo), la fuerza máxima que podría ejercer la red sería de 3,26 kN/m<sup>2</sup>. Ello implica que la red ejerce solamente el 20% de la fuerza a la que estaba diseñada, en el mejor de los casos. Asimismo, la presión sobre el terreno se realiza en zonas puntuales no siendo una presión uniformemente repartida.

#### 3.4.2.2– Carmona y Torazo

A la vista de las observaciones realizadas, la geometría típica de un paño de red tanto en Carmona como en Torazo en el momento inicial de la instalación es aproximadamente plana, salvo que los bulones están ligeramente más hundidos (unos 10 cm por debajo del plano de la red).

Los cables de 16 mm de atado de la red ejercen una fuerza sobre el terreno alrededor del bulón, concretamente en la curvatura que presenta el terreno alrededor de la hendidura del bulón. Para un paño, implica que el n<sup>o</sup> de zonas de fuerza sería de 4.

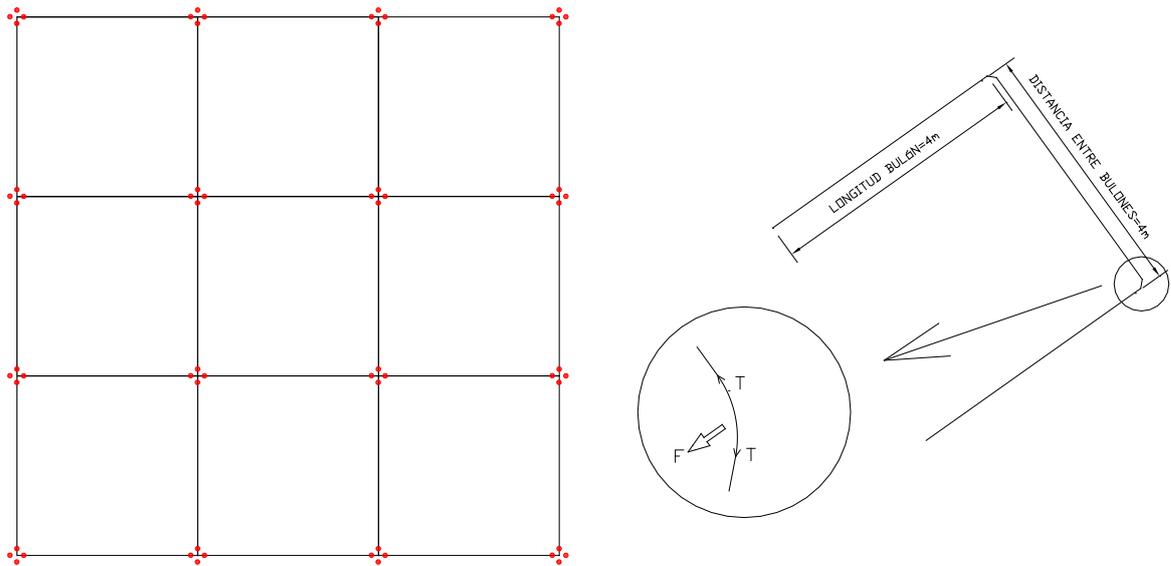


Figura 55.- Forma inicial de un paño de red típico en Carmona y Torazo. Zona de fuerza ejercida por los cables de 16 mm (en rojo).

La fuerza que pueden ejercer sobre el terreno los propios cables de la red (8 mm de diámetro) es muy reducida, ya que, por un lado el nivel de tensión es bastante inferior al cable de 16 mm, en torno a los 100 kp, y en bastantes ocasiones no existe una convexidad tal que permita que se transmitan fuerzas sobre el terreno, ya que el cable está paralelo a la superficie del terreno y no presenta convexidad. No obstante, se ha calculado la fuerza que pueden ejercer los cables de 8 mm, en base al mismo procedimiento que para los cables de 16 mm, y suponiendo además, que en cada paño hay 4 zonas de fuerza.

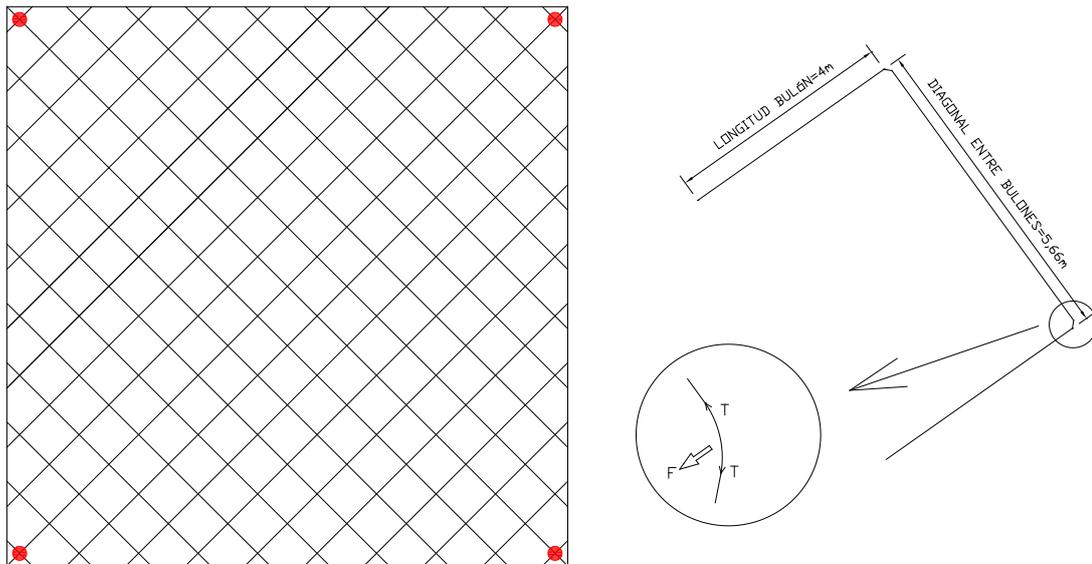


Figura 56.- Geometría inicial de un paño de red típico en Carmona y Torazo. Zona de fuerza ejercida por los cables de 8 mm (en rojo).

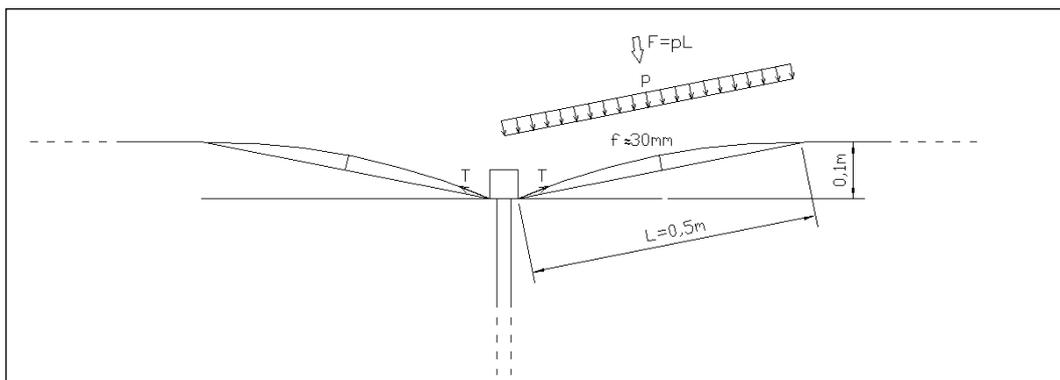


Figura 57.- Zona de fuerza ejercida por los cables de la red sobre el terreno. Hipótesis de curva parabólica

Empleando la expresión [25] se puede obtener el valor de la presión  $p$ , que representa la fuerza por unidad de longitud que ejercería el cable sobre la zona convexa (área de fuerza), suponiendo que presenta una forma parabólica (ver Fig. 54), con una longitud de 0,5 m y flecha de unos 30 mm.

Tabla 9.- Fuerzas sobre el terreno ejercidas por los cables de 16 mm.

T (kp)	F <sub>por zona</sub> (kp)	F <sub>por paño</sub> (kp/m <sup>2</sup> )	F <sub>por superficie</sub> (kp/m <sup>2</sup> )	F <sub>por superficie</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
500	233	933	58	0,57
1000	467	1867	117	1,14
1500	700	2800	175	<b>1,72</b>

Tabla 10.- Fuerzas sobre el terreno ejercidas por los cables de 8 mm.

T (kp)	F <sub>por zona</sub> (kp)	F <sub>por paño</sub> (kp/m <sup>2</sup> )	F <sub>por superficie</sub> (kp/m <sup>2</sup> )	F <sub>por superficie</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
50	23	93	6	0,06
100	47	187	12	0,11
200	93	373	23	<b>0,23</b>

Sumando los efectos de los cables de 8 mm y los cables de 16 mm obtenemos la siguiente tabla resumen de las fuerzas perpendiculares sobre el terreno ejercidas por la red.

Tabla 11.- Fuerzas sobre el terreno ejercidas por la red.

T <sub>cable 16 mm</sub> (kp)	T <sub>cable 8 mm</sub> (kp)	F <sub>por superficie</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
500	50	0,63
1000	100	1,26
<b>1500</b>	<b>200</b>	<b>1,94</b>

El sistema flexible instalado es idéntico al de Puente El Arrudo, luego la fuerza teórica que ejerce para evitar que se produzca un posible deslizamiento es de 16,7 kN/m<sup>2</sup>.

A la vista de las tablas superiores donde se indican los niveles de fuerza, teniendo en cuenta la mejor situación de puesta en obra de las redes registrada, en donde el cable de 16 mm tendría un pretracción inicial de 1500 kp y el cable de 8 mm de 200 kp, la fuerza máxima que podría ejercer la red sería de 1,94 kN/m<sup>2</sup>. Ello implica que la red ejerce solamente el 12% de la fuerza a la que estaba diseñada la red, suponiendo unos valores de pretracción inicial de los cables algo más elevados de los realmente registrados.

#### **4.- Análisis de los métodos de cálculo existentes**



En este capítulo se realiza una revisión crítica de la mayoría de métodos de cálculo existentes empleados por fabricantes e investigadores independientes. El objetivo es demostrar cuáles de ellos serían inadecuados y por qué, teniendo en cuenta el comportamiento real existente entre el sistema flexible y el terreno.

#### **4.1.- INTRODUCCIÓN**

A pesar de la generalización del uso de sistemas flexibles de alta resistencia no sólo en España sino también a nivel mundial, no existen apenas documentos técnicos oficiales que sirvan como guía de diseño y cálculo de estos sistemas (Bertolo et al. 2009). Únicamente se ha encontrado un modelo para el diseño de la membrana dentro de un manual técnico dedicado al diseño y ejecución de suelo claveteado publicado por el CIRIA del Reino Unido (Phear et al. 2005). Es por ello que han sido principalmente los mismos fabricantes quienes han propuesto diversos métodos de diseño. Así mismo, existen escasas referencias científicas que aborden el tema de la metodología del diseño fuera del ámbito de los propios fabricantes de sistemas flexibles y el manual del CIRIA; únicamente se han encontrado dos tesis doctorales en donde se propongan métodos de cálculo para estos sistemas (Castro Fresno 2000; Da Costa García 2004).

Dada la importancia que conlleva el correcto diseño e instalación de los sistemas flexibles activos, ya que de lo contrario no cumplirían el propósito inicial de prevención de inestabilidades, y a la vista del contexto actual (ausencia de guías técnicas de diseño oficiales), surge la necesidad de realizar una revisión de las metodologías de diseño existentes, con el objetivo de analizar las hipótesis de cálculo en las que se fundamentan, proponiendo, si fuera necesario, una nueva metodología de diseño si las actuales no fueran adecuadas.

Indicar en primer lugar, que únicamente se han encontrado en información publicada los métodos de diseño desarrollados por tres fabricantes de

sistemas flexibles, dos investigadores independientes (Daniel Castro y Almudena da Costa) y el propuesto en el manual del CIRIA. Los modelos de diseño encontrados están orientados principalmente a inestabilidades superficiales en taludes en suelo o roca, y más concretamente al estudio de deslizamientos planares, ya sean en forma de talud indefinido (suelos), o en forma de cuñas (suelos con roturas localizadas o rocas). Únicamente se han encontrado dos tentativas de simular numéricamente la interacción *sistema flexible – talud*, sin embargo los resultados obtenidos eran poco realistas. Dichas simulaciones se comentan de forma más detallada en el apartado 2.2.5. No se ha considerado oportuno incluirlas en este capítulo ya que ninguno de los autores las ha propuesto como métodos de cálculo. El resto de modelos encontrados son todos analíticos y se describen en detalle en este capítulo ya que sus autores los proponen como métodos de cálculo.

Los modelos analíticos encontrados fundamentan su análisis en el cálculo de una presión ejercida sobre la superficie del talud de tal manera que aumente el valor de las fuerzas estabilizadoras evitando que se alcance el criterio de rotura (Coulomb, en todos los métodos analizados) y evitando, por tanto, que se produzca la inestabilidad en el talud. Todos los modelos estudiados en este apartado emplean un análisis de equilibrio límite para analizar la estabilidad del talud incorporando la presión  $p$ . Los diferentes modelos de cálculo hacen referencia a distintos mecanismos de rotura del terreno, obteniendo, para cada una de ellas una presión  $p$  distinta.

Finalmente, una vez calculada la presión necesaria para estabilizar el terreno, se elige una disposición de membrana que sea capaz de soportar esa presión. Generalmente puede haber varias soluciones para un mismo talud ya que jugando con la tipología de membrana, así como con el espaciamiento entre bulones, distintas configuraciones pueden soportar presiones similares.

La práctica común es caracterizar el comportamiento de las membranas mediante ensayos en laboratorio (Castro Fresno 2000; Cavazza et al. 2007;

Castro-Fresno et al. 2009; Del Coz Díaz et al. 2009; Luis Fonseca 2010). Los ensayos se corresponden a dos estados de carga: carga perpendicular concentrada actuando sobre el centro del paño, y carga perpendicular uniformemente repartida en toda la superficie del mismo. Así mismo, también se han realizado distintas simulaciones numéricas imitando las condiciones del ensayo, obteniendo resultados similares (Castro-Fresno et al. 2008).

## 4.2.- DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE CÁLCULO EXISTENTES

A continuación se exponen los modelos de dimensionamiento de los principales fabricantes/instaladores de sistemas flexibles existentes en el mercado, así como de dos investigadores de la Universidad de Cantabria y el recogido en un manual técnico del Reino Unido (Phear et al. 2005).

### 4.2.1. - TALUD INDEFINIDO, MODELO A (SUELOS)

Este modelo fue propuesto por la investigadora de la Universidad de Cantabria Almudena da Costa (Da Costa García 2004). El modelo determina una presión normal y otra tangencial necesarias a aplicar sobre la superficie del talud para estabilizarlo. Se basa en el mecanismo de rotura de un talud indefinido, cuya solución está disponible en cualquier libro sobre mecánica de suelos, p.ej. Lambe and Whitman (1969). Se asume que el talud es suficientemente alto como para considerarlo indefinido, por lo tanto, el talud se puede discretizar en infinitas dovelas de largo  $l$ , cuyas fuerzas de interacción se pueden considerar iguales (ver Figura 58). Es por ello que se puede establecer un análisis de equilibrio de fuerzas clásico de la estática, analizando una única dovela de largo  $l$ . Se considera, además, un análisis de equilibrio límite en donde se aplica el criterio de rotura de Coulomb; es decir, que en la superficie de rotura la tensión tangencial efectiva  $\tau'$  a considerar es  $\tau' = c + \sigma' \tan \phi$ , siendo  $c$  la cohesión,  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno y  $\sigma'$  la tensión normal efectiva.

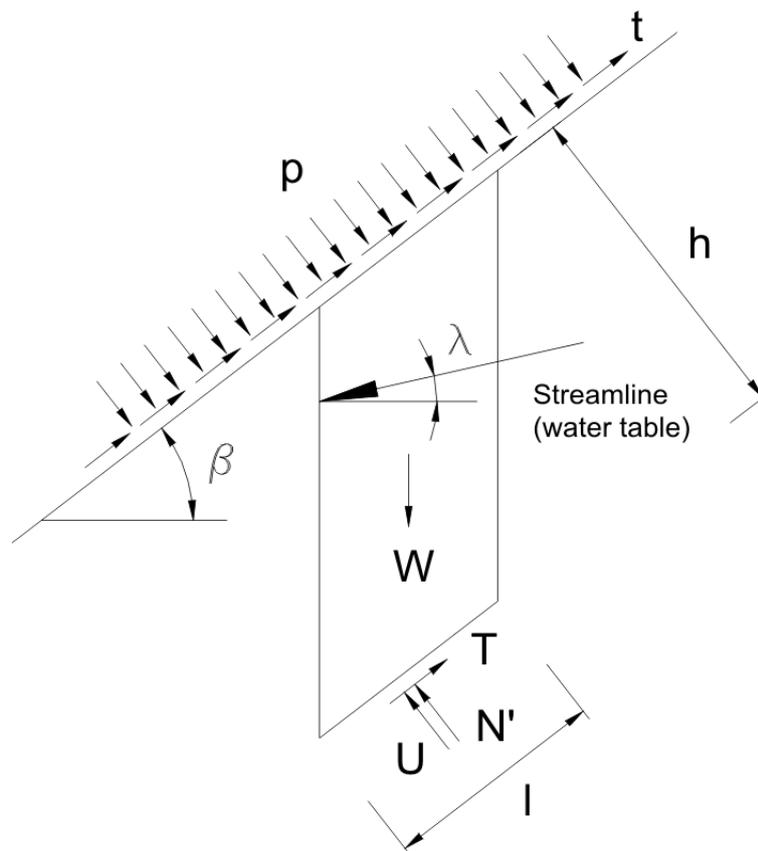


Figura 58.- Talud indefinido, modelo A. (Da Costa García 2004)

La acción que la membrana ejerce sobre el terreno se incluye en el modelo de talud indefinido mediante la aplicación de una presión  $p$  normal al talud, y otra  $t$  tangencial al mismo, ambas uniformemente distribuidas a lo largo del mismo. El valor de  $t$  lo relaciona con  $p$  a través de la expresión  $t = p \cdot \tan \delta$ , en donde  $\delta$  representa el ángulo de fricción entre la membrana y la superficie del talud.

El valor de  $p$  [26] se obtiene planteando el equilibrio de fuerzas en dos direcciones en una dovela del talud (ver Figura 58). Los parámetros del terreno necesarios para el cálculo son: densidad  $\gamma$ , ángulo de rozamiento interno  $\phi$ , cohesión  $c$ , factor de seguridad FoS. Además, es necesario conocer los parámetros geométricos tales como el espesor de la franja inestable  $h$ , ángulo del talud  $\alpha$  y el ángulo de la línea de corriente  $\lambda$ .

$$p = \frac{\gamma \cdot h \cdot \left( \operatorname{sen} \beta - \cos \beta \cdot \frac{\tan \phi}{FoS} \right) + \gamma_w \cdot \frac{h \cdot \cos \lambda}{\cos(\beta - \lambda)} \cdot \frac{\tan \phi}{FoS} - \frac{c}{FoS}}{\frac{\tan \phi}{FoS} + \tan \delta} \quad [26]$$

Una vez determinado el valor de p, se elegiría una membrana tal que soporte una carga p uniformemente repartida sobre un paño de dimensiones determinadas por la separación entre bulones.

#### 4.2.2. - TALUD INDEFINIDO, MODELO B (SUELOS)

Se basa, al igual que el modelo anterior, en un análisis de equilibrio límite de un talud indefinido para taludes de suelos. La diferencia con el modelo anterior es que no se considera la presencia de agua. Además, se añade una fuerza estabilizadora S (ver Figura 59), la cual representa la resistencia a cortante desarrollada en el bulón necesaria para estabilizar la franja inestable de terreno. Este modelo lo emplea un fabricante para verificar la integridad estructural de los bulones, ante esfuerzos de tracción y cortante, pero no para verificar la integridad de la membrana (Guasti 2003; Flum et al. 2004). La fuerza V (fuerza total en la dirección de los bulones) representa la pretensión en los bulones, que son anclados con un ángulo  $\Psi$  respecto de la horizontal. En el caso más habitual, la fuerza de pretensión de los bulones viene derivada del par de apriete ejercido mediante una llave convencional o dinamométrica, pudiendo alcanzar los 50 kN (Geobrugg Ibérica 2008; Geobrugg North America 2005). El resto de parámetros se describen gráficamente en la Figura 59. Las variables T, N,  $\phi$  y c están expresadas en presiones totales, ya que no se considera la presencia de agua. Dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas se establecen en una dovela cualquiera, así como el criterio de rotura de Coulomb ( $T = N \tan \phi + cA$ ); de esta manera se pueden obtener las tres incógnitas N, T y S. El parámetro FoS representa el factor de seguridad aplicado a la resistencia máxima T en la superficie de deslizamiento. El valor de S, obtenido de la expresión [27], es empleado

para verificar la integridad del bulón ante un esfuerzo cortante. Además, se verifica la integridad del bulón ante el esfuerzo de tracción  $V$ . No obstante, dicho esfuerzo  $V$  (alrededor de 50 kN), es siempre mucho menor a la carga máxima de rotura del bulón, aun siendo éste de pequeño diámetro.

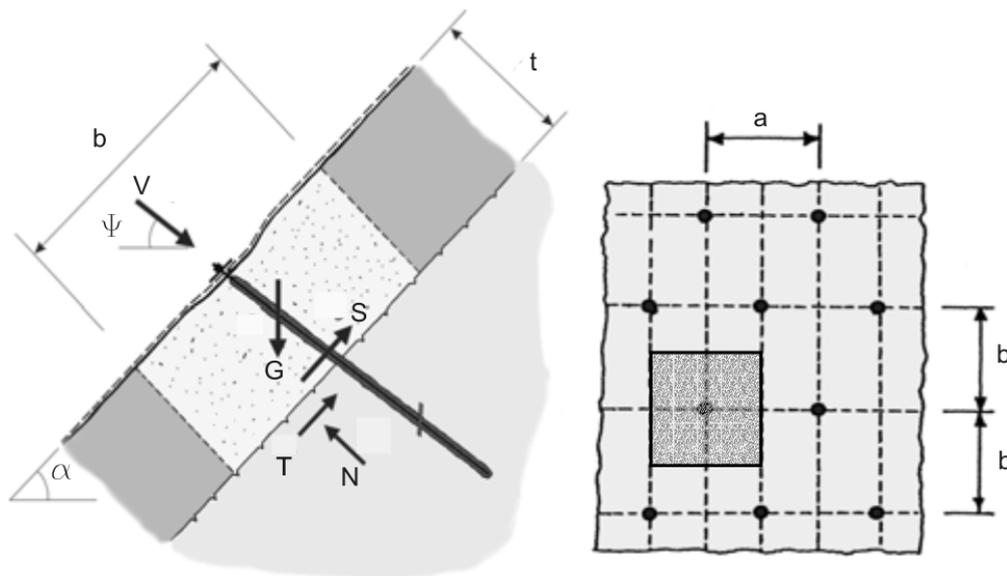


Figura 59.- Talud indefinido, modelo B (Guasti 2003; Flum et al. 2004).

$$S = G \sin \alpha - V \cos(\alpha + \psi) - \frac{[G \cos \alpha + V \sin(\alpha + \psi)] \tan \phi + cA}{FoS} \quad [27]$$

Además, el fabricante realiza la verificación de la membrana con un modelo de estabilidad local, el cual se encuentra descrito en el apartado 4.2.7.

#### 4.2.3. - TALUD DISCRETIZADO EN VARIAS CUÑAS (SUELOS)

En este modelo, desarrollado por Almudena da Costa, se define un mecanismo de rotura en taludes de suelos basado en el concepto de rotura planar paralela al talud, pero en el que aplica una descomposición en cuñas inestables de tal manera que se consigue tener en cuenta el efecto de la altura del talud. De esta manera se propone un modelo alternativo a la

hipótesis de talud indefinido, no tan conservador, especialmente indicado para taludes de altura reducida en relación con el espesor de la capa inestable (Da Costa García 2004). En este modelo, se parte de la hipótesis de que la membrana es capaz de ejercer una presión  $p$  sobre el terreno capaz de evitar que se produzca el deslizamiento. Al igual que en los métodos anteriores, se aplica el criterio de rotura de Coulomb en las superficies de deslizamiento asumiendo equilibrio límite. Es por ello que las tensiones tangenciales en las superficies de deslizamiento se expresan en la forma  $T_j' = N_j' \tan \phi + cA_j$ , en donde el subíndice  $j$  indica un lado de la cuña o bloque.

El mecanismo consistiría en dividir la franja inestable de terreno paralela al talud de espesor  $d$  en una serie de cuñas de tamaño  $s$ , coincidente con la separación entre bulones, las cuales definen planos de deslizamiento con un ángulo  $\lambda$  respecto a la superficie del talud (ver Figura 60). El método de resolución consiste en ir estableciendo el equilibrio desde la parte superior a la inferior del talud, entre un bloque superior (que acumularía los resultados obtenidos en ecuaciones de equilibrio previas) y la cuña adyacente inferior. En la primera iteración de cálculo, el Bloque A está formado por la cuña 1, y el Bloque B por la cuña 2. En la  $i$ -ésima iteración, el Bloque A está formado por las cuñas 1,2,..., $i$ , y el Bloque B por la cuña  $i+1$ . Para cualquier iteración, se establecen 4 ecuaciones de equilibrio de fuerzas, dos por bloque, pudiendo despejar entonces las cuatro incógnitas existentes  $N_1'$ ,  $N_2'$ ,  $N_3'$  y  $p_i$ . Se considera la presencia de agua, por lo tanto las presiones normales y tangenciales del terreno están expresadas en tensiones efectivas, siendo  $U_1$ ,  $U_2$  y  $U_3$  las presiones intersticiales que actúan en cada una de las caras. El parámetro  $k$  se define como  $k = (\sin \lambda + \cos \lambda \cdot \tan \phi^*) / (\cos \lambda - \sin \lambda \cdot \tan \phi^*)$ . El superíndice  $*$ , denota que el parámetro del terreno está dividido por el factor de seguridad. El resto de parámetros geométricos y del terreno se definen gráficamente en la Figura 61.

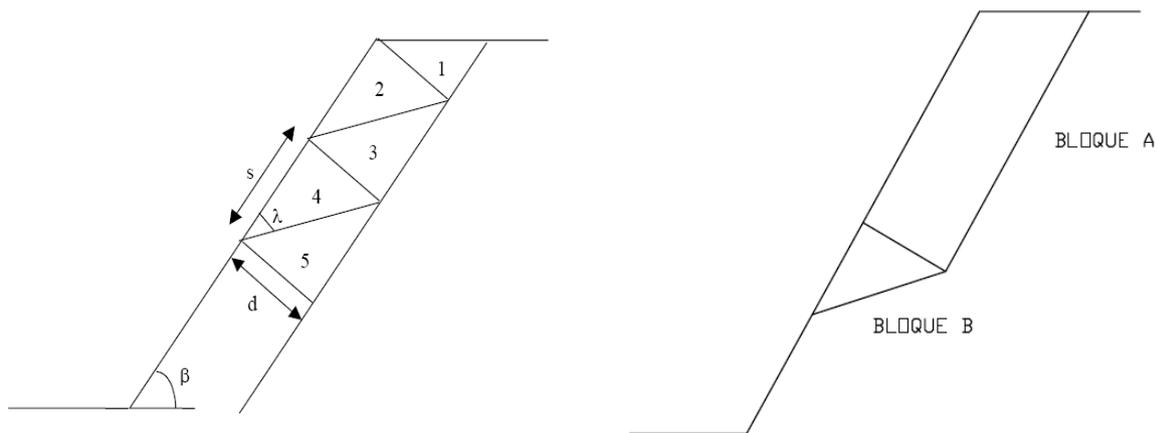


Figura 60.- Mecanismo de rotura progresiva a lo largo del talud (Da Costa García 2004).

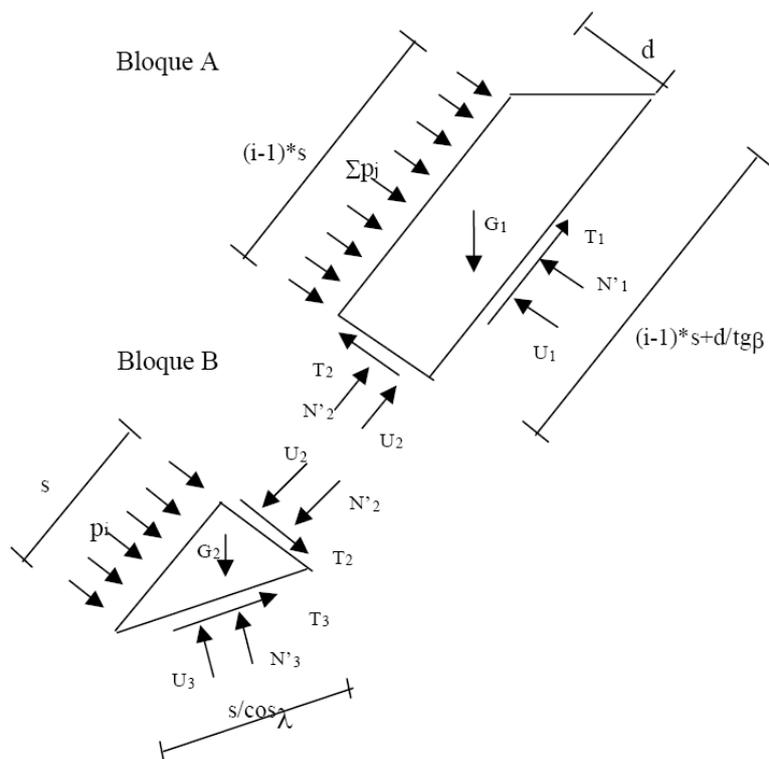


Figura 61.- Interacción bloque-cuña (Da Costa García 2004).

La presión necesaria para estabilizar el Bloque B,  $p_i$ , se define en la expresión [28], asumiendo que todas las reacciones  $N'_1$ ,  $N'_2$  y  $N'_3$  son positivas. Si se obtuviera un valor negativo de algunas de las reacciones

( $N'_j < 0$ ), el sistema de ecuaciones debería recalcularse asumiendo que  $N'_j = 0$ , ya que no pueden existir reacciones normales negativas.

El valor de  $p_i$  aumenta a medida que se avanza en las iteraciones de cálculo; por lo tanto,  $p_i$  máximo se consigue para la última iteración; es decir, al pie del talud. La tipología de membrana a emplear debería elegirse en función del valor  $p_i$  máximo.

$$N'_1 = W_1 \cos \beta + s \sum_{j=1}^{j=i-1} p_j - c^* d - N'_2 \tan \phi^* - u_1 \quad [28]$$

$$N'_2 = \frac{c^* \left( d \tan \phi^* - (i-1)s - \frac{d}{\tan \beta} \right) + W_1 (\sin \beta - \cos \beta \tan \phi^*) - s (\tan \phi^* + \tan \delta) \cdot \sum_{j=1}^{j=i-1} p_j + u_1 \cdot \tan \phi^* - u_2}{1 - (\tan \phi^*)^2} \quad [29]$$

$$N'_3 = \frac{c^* (2 \cdot d \cdot \tan \phi^* - s) + N'_2 (1 + \tan \delta \tan \phi^*) + W_2 (\sin \beta + \tan \delta \cos \beta) + u_2 - u_3 (\sin \delta + \tan \delta \cos \delta)}{(\sin \lambda + \cos \lambda \tan \phi^*) \left( 1 + \frac{1}{k} \tan \delta \right)} \quad [30]$$

$$p_i = \frac{N'_2 (1 - k \tan \phi^*) + W_2 (\sin \beta - k \cos \beta) - c^* (s + 2kd) + u_3 (k \cos \lambda - \tan \lambda) + u_2}{s(k + \tan \delta)} \quad [31]$$

#### 4.2.4. - TALUD DISCRETIZADO EN BLOQUE Y CUÑA (SUELOS)

Modelo propuesto por un fabricante para el caso de suelos o rocas muy meteorizadas. Se emplea para determinar la presión necesaria para estabilizar la posible zona de terreno inestable, y posteriormente seleccionar la solución concreta de red de cable anclada (IberoTalud y Universidad de Cantabria 2005). El mecanismo de rotura en que se basa considera una zona inestable paralela al talud, salvo en el pie del mismo, donde la rotura adquiere una forma de cuña, de tal manera que el mecanismo sea cinemáticamente posible (Figura 62). Para taludes de elevada altura, los

resultados son semejantes a la hipótesis de talud indefinido. Se aplica el criterio de rotura de Coulomb; por lo tanto, es necesario conocer los parámetros del terreno ( $\gamma, \phi, c$ ), el espesor de la capa inestable ( $h$ ), y el ángulo de deslizamiento de la cuña inferior ( $\alpha$ ). Presiones normales  $t$  tangenciales ( $p$  y  $t$ ) representan la contribución de la membrana a la estabilización del terreno. En este caso  $t$ , al contrario que en el modelo del apartado 4.2.1, es una incógnita a determinar. Asumiendo el criterio de rotura de Coulomb y considerando la presencia de agua, las fuerzas tangenciales entre superficies de deslizamientos son substituidas por las expresiones  $T_i = N_i' \tan \phi / FoS + cA_i / FoS$ , en donde  $A_i$  es el área de cada superficie de deslizamiento y FoS es el factor de seguridad aplicado a los parámetros resistentes del suelo  $c$  y  $\phi$ . Se establecen cuatro ecuaciones de equilibrio, dos en cada bloque, pero existen 5 incógnitas a determinar  $p, t, N_1, N_2, N_3, \alpha$ . Para obtener el valor de  $p$ , expresión [32], la cual depende de parámetros conocidos  $k_i$  y de  $\alpha$ , es necesario maximizarla respecto de  $\alpha$ , obteniendo por tanto la quinta ecuación, [33], necesaria para resolver el sistema de ecuaciones con 5 incógnitas. El valor de  $p_{max}$  obtenido se utiliza para seleccionar la solución de sistema flexible más adecuada (membrana + bulones).

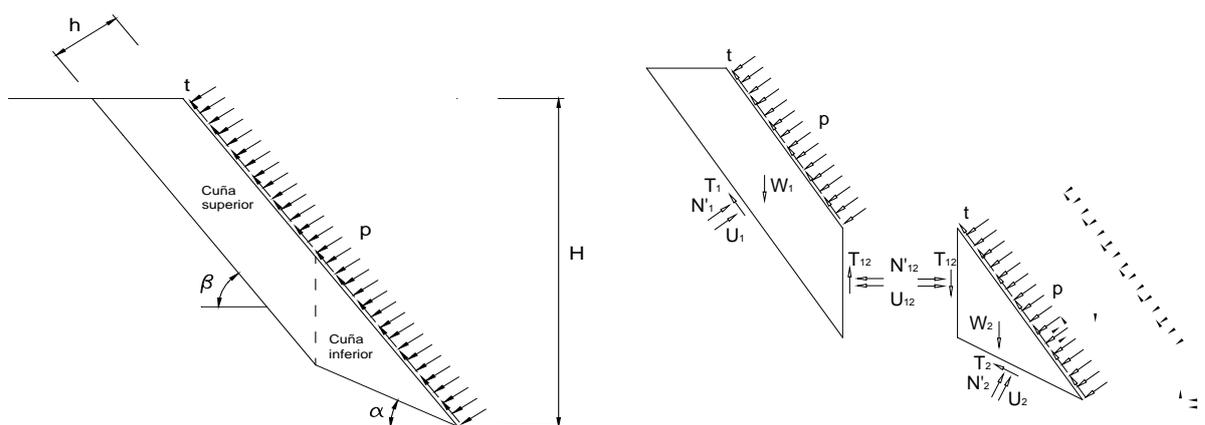


Figura 62.- Mecanismo de rotura empleado en el software DRET® de Iberotalud®.

En el caso de estabilizar macizos rocosos, la empresa no dispone de ningún método de cálculo específico para su diseño. En este caso, la solución adoptada se apoya en el anejo geológico-geotécnico del proyecto en donde se define una presión media a ejercer sobre el talud de tal manera que se evite la afloración de cuñas inestables.

$$p = \frac{\left[ W A - \frac{c}{FoS \sin \beta} (H + hB) + U_1 \frac{\tan \phi}{FoS} + U_2 C \right] E - \left[ W_2 + \frac{ch}{FoS} D - U_{12} \frac{\tan \phi}{FoS} - U_2 G \right] K}{\left( \frac{\tan \phi}{FoS} + \tan \delta \right) \frac{H}{\sin \beta} E + (B - A \tan \delta) \frac{h \cos \alpha}{\cos \beta \sin(\beta - \alpha)} K} = p(k_i, \alpha) \quad [32]$$

$$\frac{dp(k_i, \alpha)}{d\alpha} = 0 \rightarrow p = p_{\max} \quad [33]$$

W es el peso total del terreno inestable,  $W_1$  es el peso del bloque superior y  $W_2$  es el peso de la cuña inferior y los parámetros A, B, C, D, E, G, K y L se definen como:

$$A = \sin \beta - \cos \beta \tan \phi / F$$

$$B = \cos \beta + \sin \beta \tan \phi / F$$

$$C = \cos(\beta - \alpha) \tan \phi / F - \sin(\beta - \alpha)$$

$$D = L / \sin(\beta - \alpha) + 1 / \cos \beta$$

$$E = 2 \sin \alpha \tan \phi / F + \cos \alpha (1 - \tan^2 \phi / F)$$

$$G = \cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi / F$$

$$K = (1 + \tan^2 \phi / F^2) \cdot \sin(\beta - \alpha)$$

$$L = \cos \alpha \tan \phi / F - \sin \alpha$$

Para taludes de elevada altura, el valor de  $p_{\max}$  coincide con el valor obtenido en el caso de talud indefinido de espesor h.

Una vez determinada la presión total a ejercer sobre el terreno, el fabricante dispone de unas tablas en donde recoge la resistencia máxima de distintas disposiciones de red anclada, en función de la abertura de cuadrícula (200, 250 ó 300 mm) y separación entre bulones (2, 3, 4 m). Esta tabla se ha confeccionado a través de un software de elementos finitos, en donde se simulaba un paño de red con su perímetro fijo y se le aplicaba una carga uniformemente distribuida (Castro-Fresno et al. 2008). Los resultados de las simulaciones se han corroborado mediante ensayos de laboratorio para determinadas configuraciones de la red (2x2 m, abertura de cuadrícula 200, 250, 300 mm) realizados en el laboratorio de estructuras de la Universidad de Cantabria (Daniel Castro-Fresno et al. 2009).

La red anclada seleccionada es tal que su resistencia máxima coincida con la presión a ejercer sobre el talud para evitar el deslizamiento de la masa de suelo o cuña de roca inestable.

#### 4.2.5. - TALUD INDEFINIDO, MODELO C (ROCAS)

Modelo propuesto por un fabricante para el diseño de redes de cable ancladas al terreno, las cuales son consideradas, según el catálogo técnico del fabricante, como un sistema activo (Officine Maccaferri S.p.A. 2008). La información aquí mostrada acerca de los procedimientos de dimensionamiento ha sido obtenida a través del manual de ayuda del software de libre distribución que emplea la empresa (MAC.RO.1®). Su campo de aplicación se enfoca más a las inestabilidades en taludes rocosos. Al igual que en otros métodos, se estudia el momento incipiente de la rotura, luego se emplea una análisis de equilibrio límite.

En el modelo se asume la existencia de una franja de terreno paralela al talud que presenta un grado de meteorización elevado en donde puedan aflorar cuñas inestables. En el software se plantean dos mecanismos de rotura: en el primero, el talud se considera como indefinido de espesor  $s$ ; en el segundo, se considera que cuñas inestables podrían deslizar con un

determinado ángulo  $\alpha$  respecto de la horizontal. El primer mecanismo de rotura, el cual se describe en esta sección más en detalle, se emplea para verificar la estabilidad global del talud; además, se asume que son únicamente los bulones los elementos del sistema que contribuyen a la estabilidad global del talud. El segundo mecanismo de rotura (descrito más en detalle en el apartado 4.2.9), en donde se considera el deslizamiento de una cuña, se emplea para verificar la estabilidad de una cuña de roca suponiendo que es únicamente la membrana la que evita su movimiento.

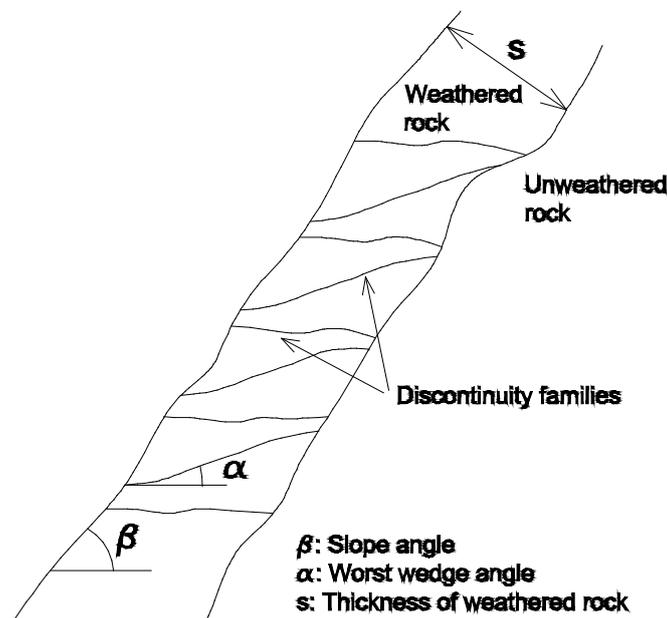


Figura 63.- Mecanismos de rotura en rocas, talud indefinido y cuñas.

Para comprobar la estabilidad del talud indefinido, el fabricante asume como hipótesis principal que los bulones serán capaces de ejercer una fuerza perpendicular sobre el terreno de tal manera que aumente las fuerzas de fricción en la superficie de deslizamiento, evitando, por tanto, que ocurra el deslizamiento. Se asume, además, que los bulones trabajan de forma pasiva es decir, que entran en carga una vez que se desarrollen en ellos una cierta elongación. Esa elongación, necesaria para que el bulón entre en carga, viene determinada por el ángulo de dilatación de la junta de deslizamiento

(aumento de la separación de la junta a medida que aumenta el desplazamiento entre superficies).

En este modelo se aplica análisis de equilibrio límite a un talud indefinido de espesor  $s$  y ángulo de inclinación  $\beta$  conocidos, y a pesar de tratarse de un talud rocoso, se aplica también el criterio de rotura de Coulomb, en lugar del de Barton y Choubey's,  $\tau = \sigma \tan [JRC \log_{10} (JCS / \sigma) + \phi_B]$  (Barton and Choubey 1977). La cohesión no se considera en el criterio de Coulomb, luego la máxima tensión tangencial se expresa como  $\tau = \sigma \tan \phi$ , asumiendo un ángulo de fricción interna de  $45^\circ$ , constante para cualquier situación. No se considera presencia de agua. Se tienen en cuenta, además, fuerzas sísmicas, añadiendo una fuerza horizontal de valor  $W \cdot c$ , siendo  $W$  el peso de una dovela de terreno, y  $c$  el coeficiente sísmico.

Para calcular el factor de seguridad FoS de la estabilidad global del talud se aplican diversas simplificaciones. En primer lugar, se establece un talud infinito sin bulones y sin fuerza sísmica para calcular las fuerzas estabilizadoras, asumiendo que el talud está en equilibrio estricto (ver Figura 64), estableciendo la expresión [34]. En segundo lugar, se calcula el factor de seguridad de la estabilidad global del talud FoS, pero ahora considerando la fuerza sísmica  $W \cdot c$  y la fuerza estabilizadora  $R$  adicional proporcionada por los bulones. Se añade, además, un factor de seguridad  $\gamma_{dw}$  para las componentes desestabilizadoras del peso y fuerza sísmica. La fuerza estabilizadora  $R$  se define en la expresión [37]. Su valor dependerá del ángulo de dilatancia interna  $JR$ , del ángulo que forman el bulón y la dirección perpendicular a la junta. El ángulo de dilatancia  $JR$  se calcula a través de la expresión [38], en donde  $JRC$  es el coeficiente de rugosidad de la junta,  $JCS$  es la resistencia a compresión de la junta, y  $\sigma$  la presión normal. El ángulo de dilatancia  $JR$  (o  $d_n$ , como normalmente se le designa en libros de texto) es ligeramente inferior al límite mínimo propuesto por Barton y Choubey (1977), en donde  $d_n = 0,5 JRC \log_{10} (JCS / \sigma)$ .

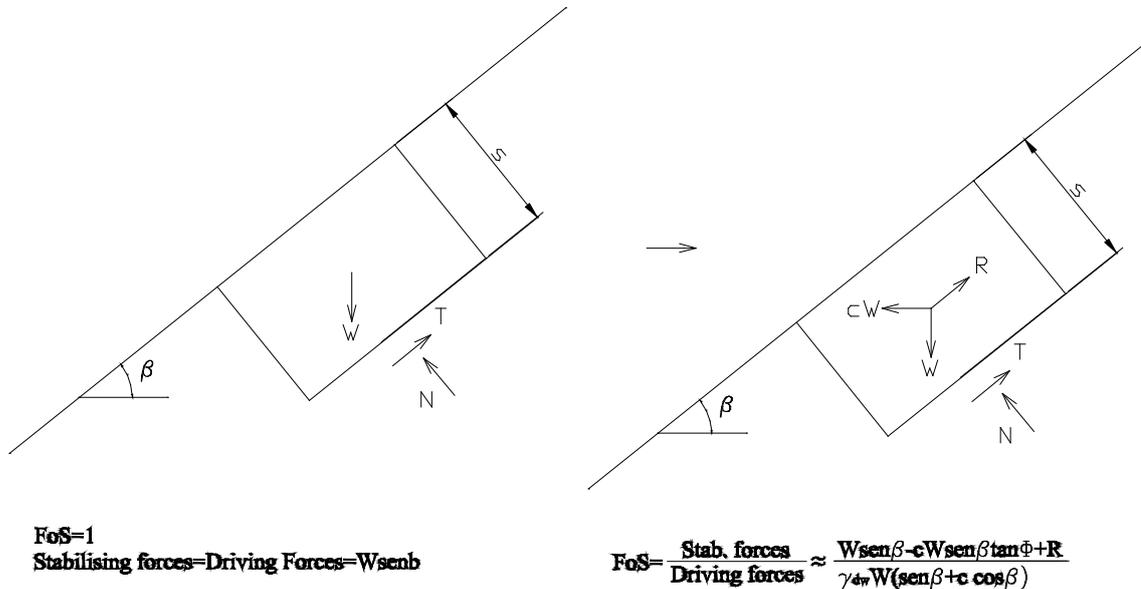


Figura 64.- Talud indefinido, modelo C. Izda.: sin bulones ni fuerzas sísmicas. Dcha.: contribución de bulones (R) y fuerza sísmica (cW).

$$\text{Stab. forces} = \text{Driving forces} \rightarrow \text{Stab. force} = Wsen\beta \quad [34]$$

$$FoS = \frac{\text{Stab. forces}}{\text{Driving forces}} \approx \frac{Wsen\beta - cWsen\beta \tan\phi + R}{\gamma_{dw}W(sen\beta + c \cos\beta)} \quad [35]$$

$$\tan\phi \approx 1 \rightarrow FoS = \frac{Wsen\beta(1 - c) + R}{\gamma_{dw}W(sen\beta + c \cdot \cos\beta)} \quad [36]$$

$$R \approx \frac{16 + 1/\tan^2(\theta + JR)}{4 + 1/\tan^2(\theta + JR)} \quad [37]$$

$$JR = \frac{1}{3} JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma}\right) \quad [38]$$

La expresión [37], que relaciona la fuerza estabilizadora R, el ángulo de dilatación JR y el ángulo entre el bulón y la perpendicular a la junta,  $\theta$ , se ha obtenido en base a determinadas fórmulas empleadas en el cálculo de suelos claveteados en donde se asume que se moviliza toda la resistencia a tracción en el bulón cuando se produce el fenómeno de dilatación en la junta entre las superficies que están deslizando (Panet 1987).

#### 4.2.6. - BLOQUE Y CUÑA DELIMITADOS ENTRE DOS FILAS DE BULONES, MODELO A (SUELOS)

Este modelo, propuesto por un fabricante, se emplea para verificar la integridad estructural de la membrana únicamente. La integridad de los bulones se comprobaba mediante el método expuesto en el apartado 4.2.2. Se basa en la suposición de que existe una franja de terreno paralela al talud susceptible de presentar inestabilidades, en donde cuñas de terreno limitadas entre filas de bulones pudieran aparecer, siendo la membrana el elemento estructural del sistema flexible que evitaría que las cuñas deslizaran. Al igual que en otros modelos, se aplica un análisis de equilibrio límite adoptando el criterio de rotura de Coulomb.

Se asume un mecanismo de rotura formado por un bloque inferior (Body 2) y una cuña superior (Body 1) delimitada por dos filas de bulones (ver Figura 65). El espesor del bloque inestable,  $t$ , se supone conocido. En el mecanismo de rotura,  $P$  representa la fuerza que la membrana ejerce sobre el terreno, pero actuando sólo sobre el bloque inferior. Se asume, también, que la fuerza  $P$  se aplica con un ángulo  $\psi$  respecto de la horizontal, que coincide con el ángulo de anclaje de los bulones.  $Z$  es una fuerza estabilizadora supuestamente conocida en la superficie del talud, que representa a la fuerza de pretensión de la membrana (Flum et al. 2004; Rügger et al. 2000; Rügger et al. 2000), también aplicada únicamente en el cuerpo inferior. El terreno por encima de la cuña superior se considera estable, asumiendo, además que no ejerce ninguna fuerza de interacción sobre dicha cuña. El parámetro  $\beta$  representa el ángulo respecto de la horizontal de la superficie de deslizamiento de la cuña. El modelo no contempla una posible presencia de agua. Aplicando el modelo de rotura de Coulomb, las fuerzas de fricción máximas entre superficies se pueden sustituir por la expresión  $T_i = N_i \tan \phi + cA_i$ . Además, en lugar de considerar un problema de deformación plana (análisis estático en 2D, suponiendo ancho infinito), se define una anchura inestable que no es sostenida por la

presión misma de las placas de asiento de los bulones (ver Figura 66). Por lo tanto, al calcular los pesos  $G_1$  y  $G_2$ , se tiene en cuenta el ancho  $a_d$  y no la separación horizontal entre bulones. El parámetro  $F_M$  representa el factor de seguridad aplicado a la tensión en la superficie de deslizamiento T. El resto de parámetros geométricos quedan gráficamente definidos en la Figura 65.

Se establecen cuatro ecuaciones de equilibrio, dos por bloque, mientras que existen 5 incógnitas  $N_1$ ,  $N_2$ ,  $x$ ,  $P$ ,  $\beta$ . El valor de  $P$  se puede expresar en función de parámetros conocidos  $k_i$  y  $\beta$  (ver expresión [39]). Para poder resolver el sistema de ecuaciones, es necesario maximizar  $P$  en función de  $\beta$ , para así obtener la quinta ecuación [40]. El valor obtenido,  $p_{\max}$ , es empleado para seleccionar la combinación de membrana+bulones más adecuada.

$$P = \frac{G_2 \left( \sin \beta - \cos \beta \frac{\tan \phi}{F_m} \right) + \left[ G_1 \left( \sin \alpha - \cos \alpha \frac{\tan \phi}{F_m} \right) - \frac{c}{F_m} A_1 - Z \left[ \cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \frac{\tan \phi}{F_m} \right] - \frac{c}{F_m} A_2 \right]}{\cos(\beta + \psi) + \sin(\beta + \psi) \frac{\tan \phi}{F_m}} \quad [39]$$

$$\frac{dP(k_i, \alpha)}{d\beta} = 0 \rightarrow p = p_{\max} \quad [40]$$

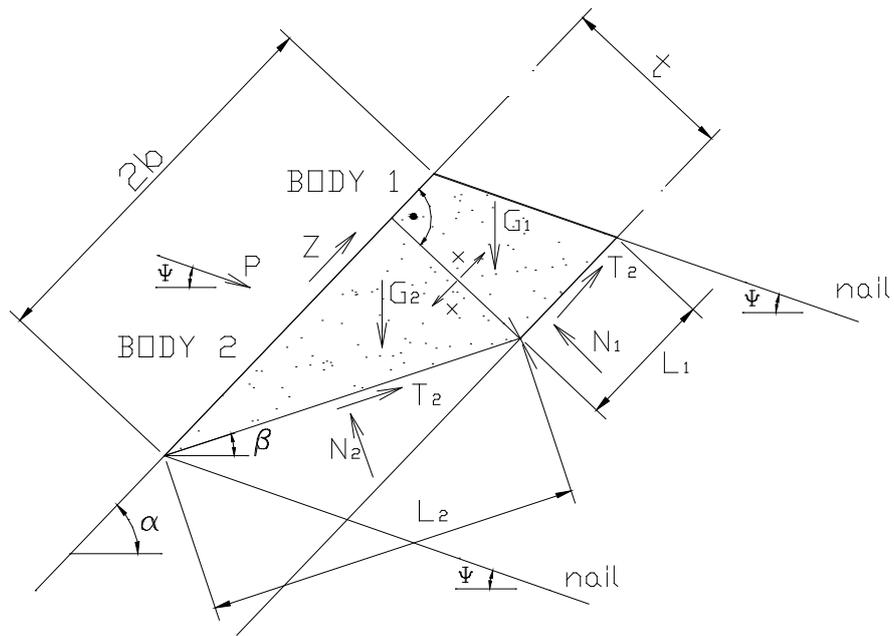


Figura 65.- Bloque y cuña delimitados entre dos filas de bulones según Flum et al. (2004).

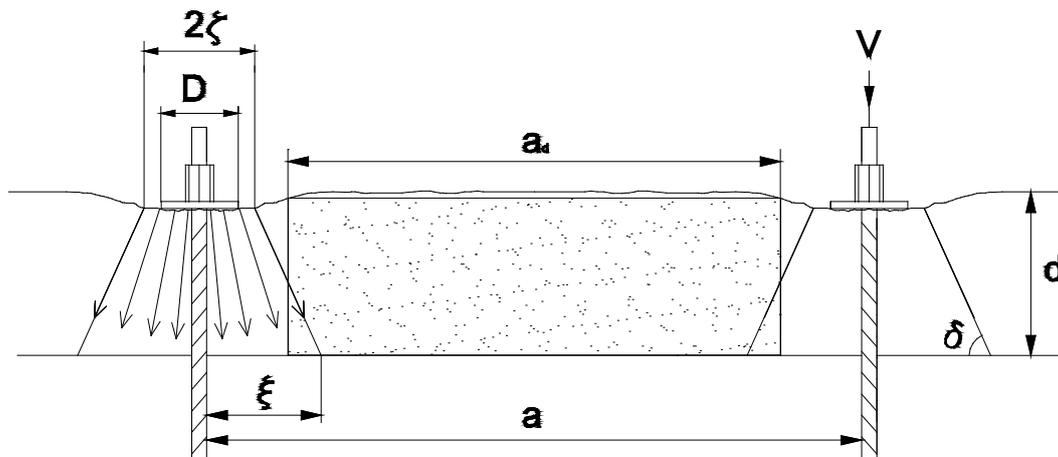


Figura 66.- Ancho de la cuña y bloque inestables según Yang (2006).

#### 4.2.7. - BLOQUE Y CUÑA DELIMITADOS ENTRE DOS FILAS DE BULONES, MODELO B (SUELOS)

El campo de aplicación del modelo propuesto se restringe a taludes de suelo o rocas muy meteorizadas, ya que aplica el criterio de rotura de Coulomb sobre un análisis de equilibrio límite. Se asume que la presión que es capaz

de ejercer la membrana sobre el terreno, es la consecuencia de la pretensión que se le aplica a la membrana en el momento de la instalación, la cual, a la postre, es transmitida hacia los bulones.

El modelo de rotura considera que existe un bloque comprendido entre dos filas de bulones que comienza a deslizar por un plano paralelo al talud de un determinado espesor  $H$  desconocido, de tal manera que empuja a una cuña de terreno inferior delimitada igualmente por dos filas de bulones. En el modelo se considera que existe una fisura en el borde superior del bloque, de tal manera que en ese borde no existe ninguna fuerza actuante. Así mismo, se asume que el terreno situado por encima del bloque superior es estable (Castro Fresno 2000). Este modelo desarrolla el propuesto por Torres Vila (Torres Vila 1999) para el diseño del sistema Pentifix actualmente en desuso por el fabricante, tanto la membrana como el modelo de dimensionamiento, siendo el nuevo método en vigor el recogido en los apartados 4.2.2 y 4.2.6.

Se asume que la membrana es capaz de ejercer una fuerza uniformemente repartida sobre el terreno, de tal manera que impide que se produzca el deslizamiento ni del bloque superior ni de la cuña inferior. Esa fuerza, concentrada sobre el centro de gravedad de cada bloque, es lo que se denomina  $Q$  (ver Figura 67). Asumen que la fuerza que ejerce la membrana sobre el terreno es igual a la fuerza que los bulones transmiten al terreno. El ángulo  $\theta$  representa el ángulo de anclaje de los bulones.  $G$  es el peso de la cuña inferior, expresada en peso por unidad de ancho. Considerando el criterio de rotura de Coulomb, las fuerzas de rozamiento máximas entre superficies se pueden expresar de la forma  $T_i = N_i \tan \phi + c l_i$ , en donde  $l_i$  es el área de cada superficie de rozamiento expresado por unidad de ancho. No se considera la presencia de agua, por lo tanto las fuerzas de rozamiento y las fuerzas normales se expresan en presiones totales. El resto de parámetros se definen gráficamente en la Figura 67.

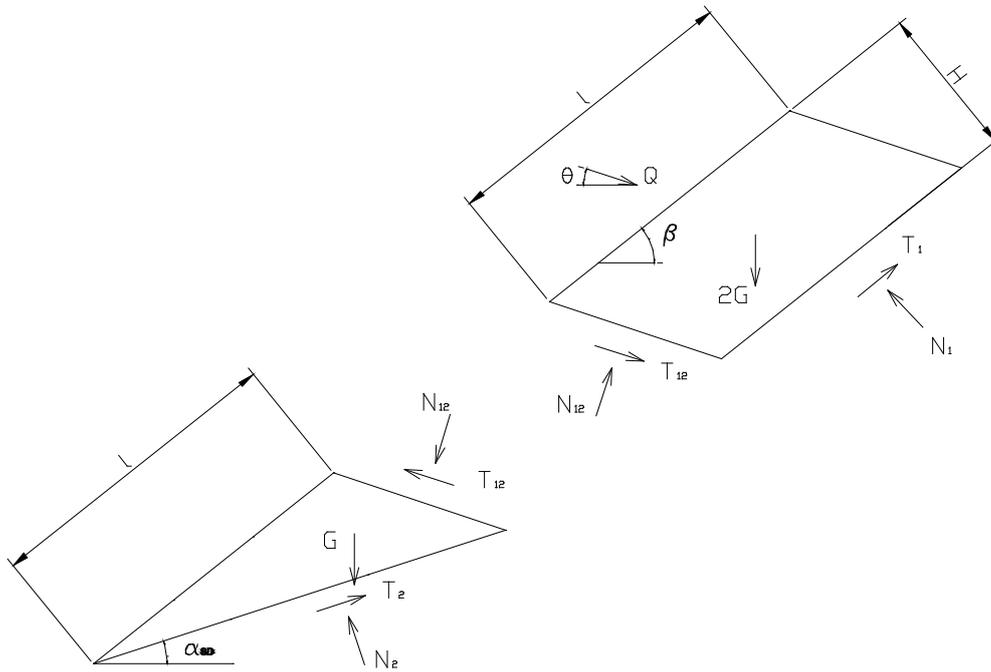


Figura 67.- Mecanismo de rotura bloque-cuña entre dos filas de bulones, según Castro Fresno D. (2000)

Se establecen cuatro ecuaciones de equilibrio, dos por bloque, mientras que hay 5 incógnitas a resolver:  $Q$ ,  $N_1$ ,  $N_2$ ,  $N_{12}$ ,  $\alpha_{SD}$ . La expresión [41] representa el valor de  $Q$  en función de parámetros conocidos  $k_i$  y  $\alpha_{SD}$ . Maximizando la expresión [41] respecto de  $\alpha_{SD}$  se obtiene la quinta ecuación, [42], necesaria para resolver el sistema de ecuaciones. El valor obtenido,  $Q_{max}$ , es después empleado para seleccionar la solución membrana+bulones más adecuada para cada caso práctico.

$$Q = \frac{2FG\{(\sin \beta - \cos \beta \tan \phi)[\cos(\beta - \alpha_{SD}) - \sin(\beta - \alpha_{SD})] - \cos \beta [\tan \phi \cos(\beta - \alpha_{SD}) + \sin(\beta - \alpha_{SD})]\} + \dots}{\tan \phi \sin(\theta + \alpha_{SD}) + \cos(\theta + \alpha_{SD}) + F \sin(\beta + \theta)[\sin(\beta - \alpha_{SD}) - \tan \phi \cos(\beta - \alpha_{SD})] + \dots} \quad [41]$$

$$\frac{\dots + FG \sin \alpha_{SD} - G \tan \phi \cos \alpha_{SD} + cl\{F[\tan \phi \sin(\beta - \alpha_{SD}) - \cos(\beta - \alpha_{SD})] - \sec(\beta - \alpha_{SD})\}}{\dots + F[\cos(\beta + \theta) + \sin(\beta + \theta) \tan \phi][\cos(\beta - \alpha_{SD}) - \sin(\beta - \alpha_{SD}) \tan \phi]}$$

$$\frac{dQ(k_i, \alpha_{SD})}{d\alpha_{SD}} = 0 \rightarrow Q = Q_{max} \quad [42]$$

#### 4.2.8. - BLOQUE Y CUÑA DELIMITADOS ENTRE DOS FILAS DE BULONES, MODELO C (SUELOS)

Modelo muy similar a los dos anteriores, presentando una ligera variación en el mecanismo de rotura. Es un modelo planteado para dimensionar una membrana flexible que actúa como complemento a un claveteado mediante bulones. Es el único modelo implementado en un manual técnico (Phear et al. 2005). Se asume que la finalidad del sistema flexible es únicamente evitar la aparición de una inestabilidad local acaecida entre dos filas de bulones. Una posible inestabilidad global deberá ser prevenida mediante el sistema de claveteado mediante bulones.

El mecanismo de rotura local se define como dos cuñas comprendidas entre dos filas de bulones con la geometría descrita gráficamente en la Figura 68. En el modelo no se considera la cohesión pero sí la presencia de agua. La resistencia tangencial del terreno para cualquier superficie  $i$  de las cuñas se definiría como  $R'_i = N'_i \tan \phi$ . Estableciendo el equilibrio de fuerzas horizontales y verticales en cada cuña (ver Figura 69) se obtiene un total de cuatro ecuaciones. Se asume, además, que la fuerza de interacción entre las dos cuñas,  $F_{12}$ , es nula. Las incógnitas serían:  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $N'_1$ ,  $N'_2$ ,  $\varepsilon_1$  y  $\varepsilon_2$ . Para dimensionar la membrana, se calcularía la fuerza total  $F_{tot}$  como suma  $F_1$  y  $F_2$  (expresión [43]). Para poder resolver el sistema será necesario plantear dos nuevas ecuaciones tales que maximicen la fuerza total  $F_{tot}$  respecto a  $\varepsilon_1$  y  $\varepsilon_2$  (expresiones [44], [45]).

$$F_{tot} = F_1 + F_2 = \frac{W_1(\tan \varepsilon_1 - \tan \phi') + U_1 \frac{\tan \phi'}{\cos \varepsilon_1}}{1 + \tan \varepsilon_1 \tan \phi'} + \frac{W_2(\tan \varepsilon_2 - \tan \phi') + U_2 \frac{\tan \phi'}{\cos \varepsilon_2}}{1 + \tan \varepsilon_2 \tan \phi'} \quad [43]$$

$$\frac{dF_{tot}}{d\varepsilon_1} = 0 \quad [44]$$

$$\frac{dF_{tot}}{d\varepsilon_2} = 0$$

[45]

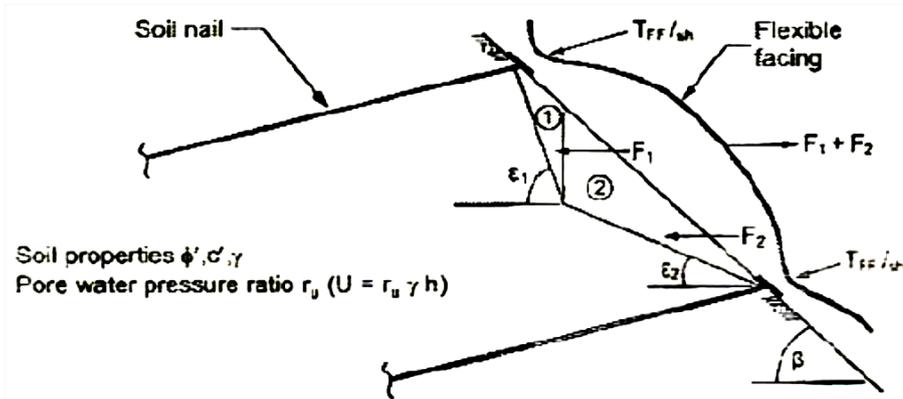


Figura 68.- Mecanismo de rotura (Phear et al. 2005).

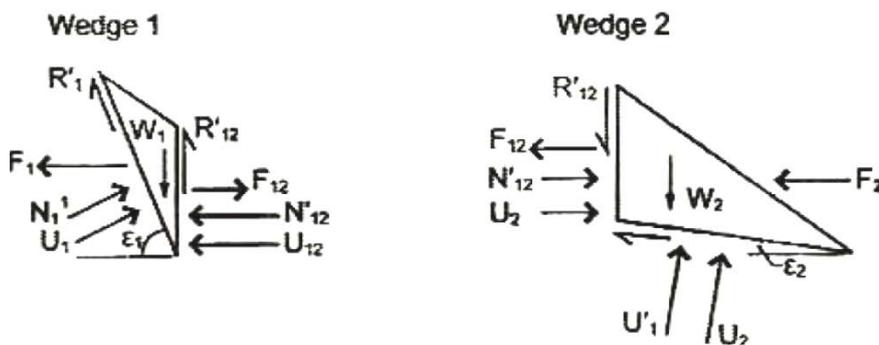


Figura 69.- Esquema de fuerzas entre cuñas (Phear et al. 2005).

#### 4.2.9. - CUÑA LOCALIZADA ENTRE DOS FILAS DE BULONES (ROCAS)

Modelo empleado por un fabricante para verificar la integridad de la membrana bajo esfuerzos normales y de tracción. Considera la posibilidad de que una cuña de terreno localizada entre dos filas de bulones pueda comenzar a deslizar, siendo la red el elemento del sistema capaz de sostenerla. Complementa al modelo descrito en el apartado 4.2.5, el cual se empleaba para verificar la integridad estructural de los bulones únicamente.

Se asume como hipótesis del modelo que la membrana proporciona una fuerza adicional estabilizadora,  $F_{local}$ , que evita el deslizamiento de la cuña inestable de longitud  $i_y$  (coincidente con la separación vertical entre bulones) y espesor  $s$  (idéntico al considerado en el modelo de talud indefinido del apartado 4.2.5. La expresión [36] se emplea otra vez aquí, asumiendo que  $R=0$ , y que  $\beta = \alpha$ , en donde  $\alpha$  es el ángulo de la superficie de deslizamiento de la cuña local. La fuerza  $F_{local}$  actúa en la misma dirección que la superficie de deslizamiento.  $W_{local}$  representa el peso de la cuña.

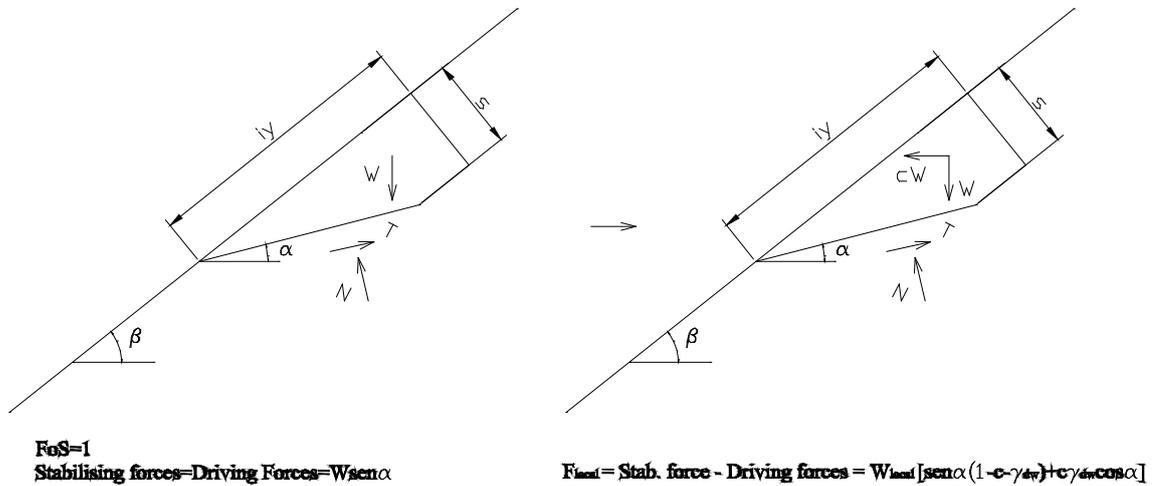


Figura 70.- Cuña localizada entre dos filas de bulones, según Maccaferri Asia (2008).

$$F_{local} = Stab.\ force - Driving\ forces = W_{local} [\sin \alpha (1 - c - \gamma_{dw}) + c \gamma_{dw} \cos \alpha] \quad [46]$$

## **4.3.- ANÁLISIS DE LA METODOLOGÍA EXISTENTE**

### **4.3.1- ASPECTOS COMUNES**

Todos los modelos de cálculo tienen en común que se aplica un análisis de equilibrio límite para calcular la fuerza necesaria que estabiliza el mecanismo de rotura. Las diferencias entre unos de otros, se puede resumir en los siguientes aspectos:

- Considerar distintos mecanismos de rotura
- Considerar que la presión que estabiliza proviene de los bulones únicamente o tanto de la membrana como de los bulones

### **4.3.2- CUMPLIMIENTO DE LAS HIPÓTESIS**

A continuación se procede analizar la veracidad de las distintas hipótesis que asumen fabricantes e investigadores en los modelos propuestos.

#### **Hipótesis 1.- “Análisis de la estabilidad aplicando equilibrio límite”**

Hipótesis propuesta en todos los modelos.

En el caso de suelos o rocas muy meteorizadas, se realiza un análisis estático de equilibrio de fuerzas en la superficie susceptible de deslizar justo en el momento de producirse la plastificación (lo que conllevará a una rotura, y posterior deslizamiento), con lo cual se aplica el criterio de plastificación de Coulomb. Para que se alcance el criterio de plastificación, será necesario que se hayan producido unos determinados movimientos de cizalla en dicha superficie que originen unos esfuerzos tangenciales que igualan al esfuerzo

tangencial máximo. Sin embargo, esos movimientos en cizalla son muy pequeños, del orden de 1 mm, en el caso de suelos arenosos (Bolton 1986) o juntas de rocas (Barton and Choubey 1977) y alrededor de 1 cm para suelos arcillosos (Skempton 1985). Es por ello que se hace necesario que cualquier sistema de prevención de deslizamientos ejerza toda la fuerza necesaria de estabilización desde el momento de la instalación, ya sean las membranas flexibles de alta resistencia (red o malla) o bulones, impidiendo cualquier movimiento, por mínimo que fuera.

En el caso de que no se consiguiera evitar esos pequeños movimientos en cizalla iniciales que permitirían alcanzar el criterio de plastificación, el sistema debería dimensionarse como un sistema meramente pasivo.

En función de la rigidez inicial del sistema, tres posibles situaciones teóricas podrían acaecer en un talud real:

- Membrana activa con la apropiada fuerza de pretensión del sistema: Si la membrana se instala con una fuerza  $T$  de pretensión conocida y controlada y la superficie del talud presenta una forma convexa parabólica con una flecha en el centro luz de cada paño  $f$ , entonces es posible admitir que la membrana esté ejerciendo una fuerza inicial  $p$  sobre la superficie del talud (ver Figura 71). En la realidad, no se calculan ni controlan durante la puesta en obra ni la pretensión inicial  $T$  ni la flecha  $f$  del terreno, luego no es posible garantizar que se esté ejerciendo la presión  $p$  deseada sobre el mismo.
- Membrana pasiva pero rígida: Si la membrana presenta inicialmente una elevada pretensión inicial y una curvatura convexa en íntimo contacto con el terreno (aunque la realidad refleja que ninguna de ambas condiciones se miden durante la instalación), la masa inestable, ya sea de suelo o roca,

podría comenzar a deslizar, ya que no se puede garantizar que se esté ejerciendo la presión  $p$  de diseño. Si la membrana es muy rígida, al cabo de pocos centímetros de avance de la masa inestable, ésta última sería detenida como consecuencia de la reacción ejercida por la membrana para contenerla al cabo de pocos centímetros de avance. En este caso, dado que la geometría general del conjunto de elementos que intervienen no se vería muy afectada, se podría resolver el sistema realizando un análisis de equilibrio límite, pero considerando la resistencia residual del terreno, y no la resistencia pico, que es la práctica habitual.

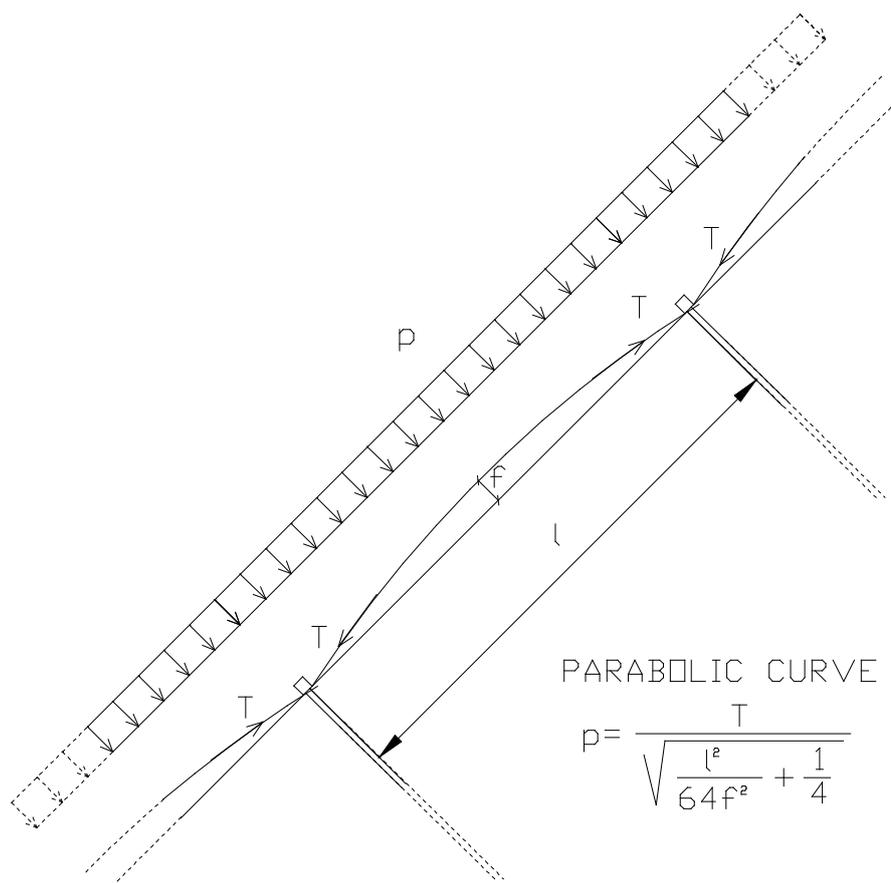


Figura 71.- Membrana activa. Curvatura parabólica del terreno y la membrana.

- Membrana pasiva poco rígida: Es la situación más habitual que se presenta en la realidad. En este caso, la membrana presenta una escasa pretensión inicial, o bien no está adecuadamente ceñida a toda la superficie del terreno, y además el terreno no presenta una curvatura convexa. Cuando ocurren estas circunstancias, la masa de suelo o roca inestable comenzaría a deslizar adquiriendo una cierta velocidad, de tal manera que el análisis más adecuado sería un cálculo dinámico mediante simulación numérica de la interacción sistema flexible – masa inestable – talud estable. De esta manera se estaría considerando una geometría cambiante tanto de la membrana como de la masa inestable, además se podrían considerar fuerzas de inercia y de amortiguamiento. Se consideraría además la resistencia residual entre la masa inestable y el talud estable, y coeficiente de rozamiento dinámico (menor que el estático por lo general) entre la membrana y la masa inestable.

**Hipótesis 2.-** *“Las membranas, convenientemente colocadas y pretensionadas, son capaces de ejercer una fuerza capaz de estabilizar una superficie de terreno paralela al talud susceptible de deslizar, o una inestabilidad local ya sea de suelo o de roca, aumentando las fuerzas estabilizadoras”.*

Hipótesis propuesta en los modelos descritos en todos los apartados salvo el 4.2.5.

Teniendo en cuenta la información analizada procedente de fabricantes e instaladores, fotografías de sistemas instalados, así como las diversas visitas a campo efectuadas en donde se ha observado el proceso de instalación de redes de cable, se llega a la conclusión de que la presión que

puede ejercer la membrana en el momento de instalación no está uniformemente repartida.

Para que se cumpla esta hipótesis, aceptando que la membrana posee una pretracción inicial, el terreno debe presentar una curvatura convexa de 2º orden (parábola, circunferencia, catenaria). La realidad muestra que generalmente existen tres tipologías de taludes en relación a su geometría: aquellos que presentan una superficie plana, otros que presentan una geometría cóncava (fruto de una antigua rotura por círculo) y los que presentan una geometría más irregular. En el primer caso, los fabricantes postulan que la convexidad del terreno se consigue gracias a que se realiza una hendidura en el terreno alrededor de los bulones (ver Figura 72), de tal manera que la cabeza del mismo queda por debajo del plano de la superficie. En el tercer caso, el terreno presenta puntos aislados salientes de tal manera que la membrana será capaz de ejercer una presión sobre el terreno únicamente en esos puntos. En el primer caso, la fuerza que sería capaz de ejercer la membrana únicamente afectaría a un radio inferior a 0,5 m alrededor del bulón (aproximadamente), teniendo en cuenta la forma de la hendidura que se efectúa alrededor de la cabeza del bulón no suele sobrepasar los 15 cm (ver Figura 72). En el mejor de los casos, la membrana envolvería al terreno con una forma curva, aunque también cabe la posibilidad de que la membrana entre en contacto con el terreno en puntos localizados. En este caso, la membrana ejercería la presión sobre el terreno en puntos aislados, difíciles de predecir y caracterizar geométricamente.

A la vista del análisis de los distintos sistemas de dimensionamiento, en ninguno se determina la fuerza de pretensión de la membrana necesaria para conseguir estabilizar el terreno, ya sea como consecuencia de una inestabilidad que afecte a toda la altura del talud o a una inestabilidad global. Esta fuerza debería estar condicionada por la forma de la curva (parábola, circunferencia o catenaria), su flecha  $f$  y la separación entre bulones  $l$  (ver Figura 73).

Durante el proceso de instalación no se controla la fuerza de pretensión a la que se somete la membrana. En algunos casos, para el tensado de los cables perimetrales se emplean trácteles con control de la fuerza; sin embargo, no se mide de forma precisa cuál es el hundimiento de la cabeza de los bulones respecto de la superficie del talud (para el caso de taludes planos), ni tampoco, como es evidente, se determina en qué puntos la membrana ejerce presión sobre el terreno en taludes con una superficie irregular, ya que sería inviable.

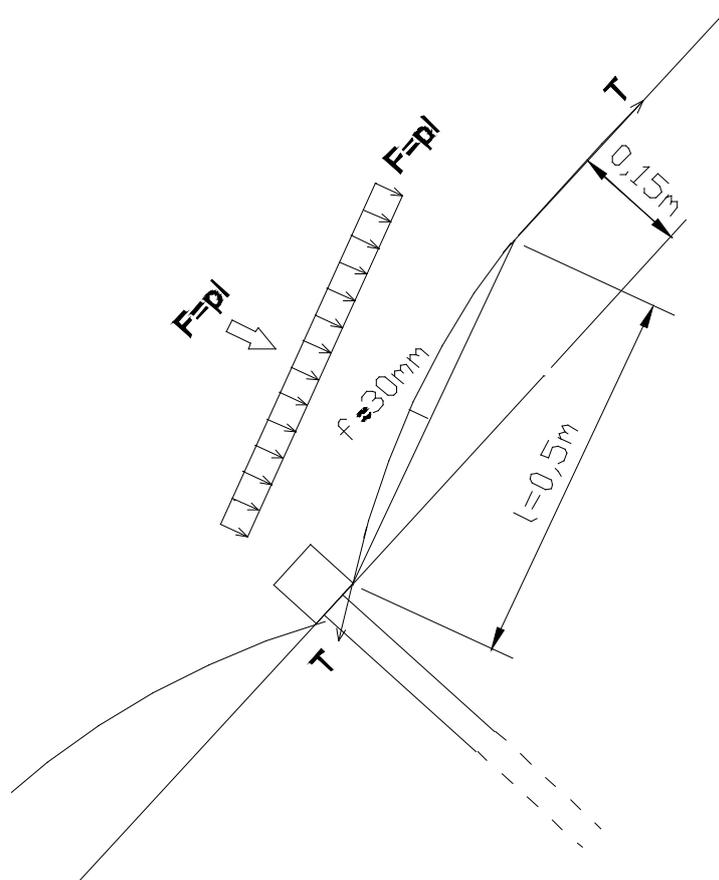


Figura 72.- Transmisión de presiones al terreno alrededor del bulón.

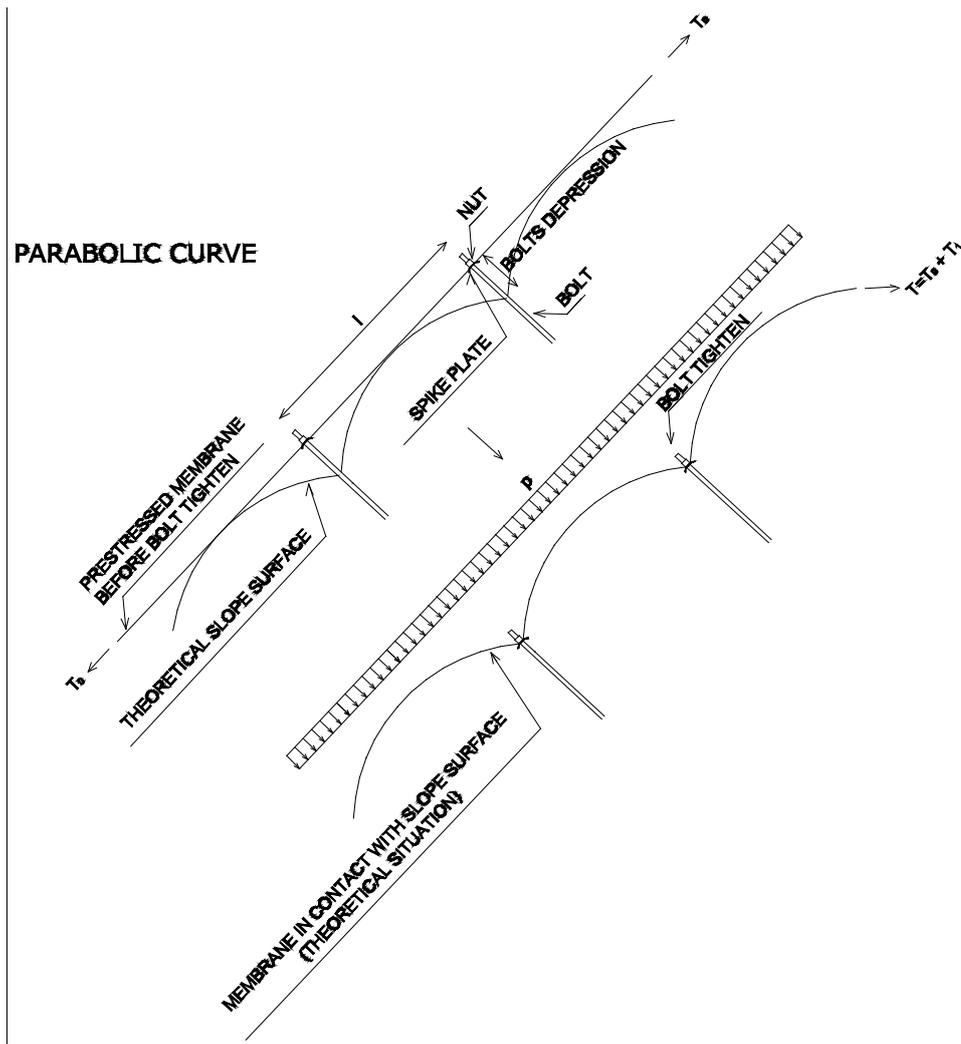


Figura 73.- Membrana activa. Esquema de aplicación de la pretracción.

**Hipótesis 3.-** “Los bulones son capaces de ejercer una fuerza (en la dirección de anclado) capaz de estabilizar una superficie del terreno paralela al talud susceptible de deslizar, ya sea de suelo o de roca, aumentando las fuerzas estabilizadoras”.

Hipótesis propuesta en los modelos descritos en los apartados 4.2.1, 4.2.2, 4.2.3, 4.2.4, 4.2.6, 4.2.7.

A la vista de la información analizada procedente de fabricantes e instaladores, así como de diversas visitas en campo en donde se habían instalado redes de cable, se llega a la conclusión de que los bulones no se aprietan con la fuerza de cálculo, sino una fuerza notablemente inferior.

Generalmente se emplean llaves de apriete de 0,5 m de brazo aproximadamente, en donde, de forma general, no se controla el par de apriete ejercido. En ciertas ocasiones se ha empleado una llave dinamométrica para comprobar el par ejercido, estimando que la fuerza a compresión que se aplicaba sobre el bulón sería aproximadamente de 50 kN (y que equivaldría a la fuerza media aplicada por un operario con una llave de 0,5 m de brazo). Para tener una idea del orden de magnitud de la fuerza a ejercer sobre un bulón para estabilizar una franja de terreno de 1 m de espesor, suponiendo un talud indefinido con un ángulo de  $60^\circ$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $c=10$  kN/m<sup>2</sup>,  $\gamma=16$  kN/m<sup>3</sup>, sin presencia de agua, con bulones espaciados 4 m y clavados perpendicularmente, necesitaríamos una fuerza de 160 kN por bulón, sin aplicar ningún coeficiente de seguridad parcial a los parámetros.

El suponer que los bulones van a ser capaces de sostener un terreno, teniendo en cuenta que su espaciamiento oscila entre los 2 y 5 m, es asumir la hipótesis de que una carga puntual ejercida sobre el terreno se va a convertir en una carga uniformemente repartida en la superficie de plastificación considerada. Asumiendo un modelo del terreno elástico (entre la superficie del talud y la superficie que va a plastificar), no se estaría considerando la correcta distribución de tensiones en profundidad y en ancho propuesta y resuelta por Boussinesq (1885).

En la Figura 74 se representa la distribución de presiones verticales a lo largo del eje x en un plano vertical que pase por el eje de aplicación de la fuerza Q, para el caso de una carga puntual de 50 kN a 1 m de profundidad. Indicar también que la superficie de deslizamiento estaría sometida a la fuerza de compresión exterior al talud, y a la propia reacción de la zona del bulón que se encuentra fijada en el sustrato estable del terreno.

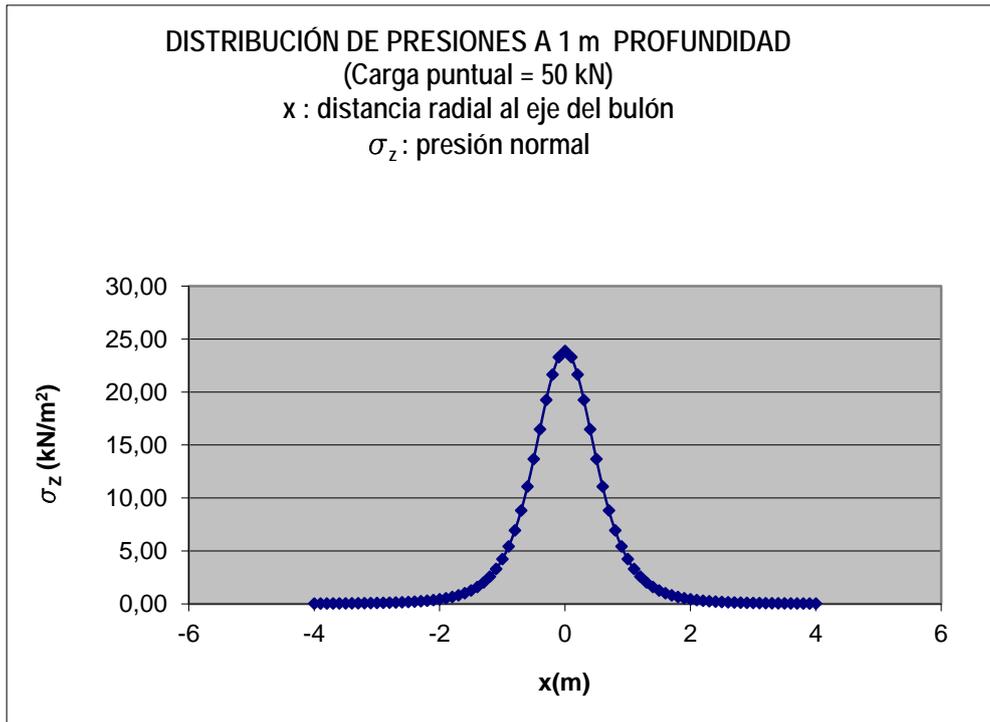


Figura 74.- Distribución de presiones verticales a 1 m de profundidad (simetría radial) debidas a carga puntual de 50 kN en semiespacio infinito de Boussinesq.

**Hipótesis 4.-** “La membrana transmite al terreno una fuerza tangencial al talud en sentido ascendente como consecuencia de la pretracción inicial a la que es sometida la membrana”.

Hipótesis propuesta en el modelo descrito en el apartados 4.2.6.

En el caso de ejercer una pretracción sobre la membrana y después de fijarla al terreno en la coronación, pie y puntos intermedios del talud, lo que se conseguiría sería una fuerza de compresión en dirección paralela al talud, y no una fuerza tangencial ascendente. Así mismo, la fuerza de compresión en la misma dirección del talud no implicaría un incremento de las fuerzas estabilizadoras frente al deslizamiento, ya que éstas no actuarían de forma perpendicular a la superficie de deslizamiento.

**Hipótesis 5.-** *“El mecanismo de rotura consiste en cuñas de terreno separadas entre filas de bulones”.*

Hipótesis propuesta en los modelos descritos en los apartados 4.2.3, 4.2.4, 4.2.6, 4.2.7, 4.2.8, 4.2.9.

Diversos autores y empresas proponen mecanismos de rotura locales o generalizados a lo largo del talud, que se basan en suponer que las cuñas de terreno o roca inestables están condicionados por la presencia de bulones o cables de refuerzo.

A la vista de las revisiones de diversos taludes con sistemas flexibles en donde se produjeron deslizamientos, no se ha observado que se produzca este mecanismo de rotura. En ocasiones se han detectado pequeñas cantidades de material retenido entre dos filas de bulones, pero las dimensiones no se correspondían a ninguno de los modelos propuestos de cuñas. Estas inestabilidades locales presentaban la forma de un círculo de rotura o cuña de roca de dimensiones variables, dependiendo del grado de meteorización del terreno o de las familias de discontinuidades del macizo rocoso.

Algunos de los autores de estos modelos asumen que tanto los bulones como los cables de refuerzo estabilizan el terreno a lo largo de su línea de acción, luego asumen que el mecanismo de rotura se puede producir entre filas de bulones. La realidad es que los cables de refuerzo tienen una pretracción desconocida y además, en su zona intermedia entre bulones no presentan convexidad, luego no es posible que ejerzan ninguna fuerza sobre el terreno que provoque una debilidad en su línea de aplicación. En el caso de los bulones, tal y como se ha mencionado en el Capítulo 0, la fuerza de compresión es por lo general muy reducida, y no está uniformemente repartida, luego existen zonas del terreno entre bulones susceptibles de deslizarse y que podrían afectar a toda una franja vertical a lo largo del talud,

en especial en aquellos sistemas en donde se colocan los bulones siguiendo líneas verticales y horizontales.

Lo que sí se ha observado es que una vez producido un deslizamiento en el caso de suelos, los cables de refuerzo horizontales, debido a su mayor diámetro y leve pretracción inicial, pueden ser capaces de retener el material; es decir, que presentarían un comportamiento pasivo. De esta manera se observan bolsas de terreno limitadas en su parte inferior por un cable horizontal de refuerzo (ver Figura 75). Sin embargo, el enfoque de cálculo para modelizar esta situación se debería apoyar en simulaciones numéricas dinámicas, para determinar exactamente la forma y posición final que adquiera la masa inestable una vez que se ha detenido por la membrana y los cables de refuerzo.



Figura 75.- Talud de suelo reforzado con una red de cables anclada. Rotura típica.

**Hipótesis 6.-** *“Mecanismo de rotura local para suelos definido por cuñas de terreno susceptibles de deslizar, en donde la parte de terreno superior se supone estabilizada por la membrana y bulones”.*

Hipótesis propuesta en los modelos descritos en los apartados 4.2.6, 4.2.7, 4.2.9.

En primer lugar indicar que ninguno de los autores define de forma adecuada la hipótesis, ya que no es suficiente con establecer que el terreno superior está estabilizado por la membrana y los bulones. Es necesario indicar que ha de existir una fisura en el borde superior de la cuña o bloque en donde no existe ningún tipo de interacción con el terreno superior. De esta manera se pueden resolver las ecuaciones de equilibrio que plantean, ya que si no se tendrían más incógnitas que ecuaciones.

Añadir, además, que este mecanismo de rotura proporciona unas presiones de estabilización inferiores al modelo de talud indefinido. Ello implica, que a no ser que se conozca a priori de forma fehaciente que éste va a ser el mecanismo de rotura, sería preferible adoptar la hipótesis de talud indefinido para permanecer en el lado de la seguridad.

#### **4.4.- CONCLUSIONES**

En primer, lugar indicar que la terminología empleada por fabricantes y autores al respecto de lo que denominan sistema activo, es en ciertas ocasiones, un tanto difusa. Algunos autores/fabricantes postulan como hipótesis de partida que todo el sistema es activo (tanto los bulones como la membrana), ya que los bulones son postensados (mediante un par de apriete) y la membrana es pretraccionada. Maccafferri sin embargo, afirma que únicamente los bulones presentan un comportamiento activo ya que la membrana, dada la alta deformabilidad de ésta y las irregularidades del terreno, se limitaría a ejercer una función pasiva de contención; a pesar de

ello, aplica un análisis por equilibrio límite para calcular la integridad estructural de esta última, lo cual ya ha sido demostrado previamente que no es un enfoque de cálculo correcto. Otros fabricantes postulan que los bulones son sólo activos cuando se les ejerce una fuerza de postensión elevada y cercana a su límite de carga en servicio (mediante gatos hidráulicos), mientras que el mero hecho de apretar los bulones a través de la tuerca con una llave para que la placa de anclaje de la membrana se ciña contra el terreno no lo consideran un postensado propiamente dicho, con lo cual hablan de sistema activo formado por membrana activa y bulones pasivos.

Las condiciones que debe cumplir cualquier sistema flexible para la estabilización de taludes para que sea considerado activo, es decir, para que aplicando una presión normal a la superficie del talud se evite la rotura de un suelo o el deslizamiento de una roca son las siguientes:

- El perfil del terreno debe poseer una geometría curva convexa (funicularidad para conseguir fuerzas de presión sobre la superficie), de tal manera que la membrana pueda transmitir al terreno fuerzas de presión a la superficie, las cuales serán la proyección de las fuerzas internas de tracción a las que deberá haberse sometido la membrana antes de su fijación. Esta condición es imprescindible para que la membrana pueda ejercer una fuerza uniformemente repartida perpendicular al terreno.
- La membrana debe estar pretraccionada antes del momento de la fijación de sus extremos y puntos intermedios, con una tensión tal que dependerá de la presión necesaria  $p$  que necesitemos para estabilizar el terreno, del tipo de curva convexa que presente el mismo, y de la flecha central

Ambas condiciones son indispensables para conseguir que el sistema sea capaz de ejercer una fuerza perpendicular sobre el terreno para evitar que se produzca el deslizamiento. En el momento que alguna de las dos condiciones no se cumple, el sistema deja de ser activo, y se comportaría como pasivo; es decir, contendría una masa de terreno una vez producida la inestabilidad.

La curvatura podría ser continua a lo largo de todo el talud, o bien estar limitada entre los distintos paños de la malla o red. En este último caso, se conseguiría una mayor flecha de curvatura lo que conllevaría a tener que ejercer una pretensión inicial menor. Sin embargo, la factibilidad de encontrar un talud con un perfil convexo, o bien el actuar sobre el mismo para conseguir la forma deseada, resulta poco menos que imposible. En la mayor parte de los casos, los taludes son planos y presentan unas hendiduras en la zona del bulón, con lo que se pretende, de alguna manera, dar convexidad al terreno. Sin embargo lo que se genera es una especie de trapecio con vértices redondeados, en donde la fuerza de pretracción de la membrana sólo se transmite de forma perpendicular al terreno en la zona de los vértices redondeados, siendo nula en el resto.

Por otro lado, analizando el sistema de puesta en obra de los distintos fabricantes, se ha observado que ninguno controla la fuerza de pretracción ejercida sobre la membrana (red o malla), ya sea en la dirección de máxima pendiente del talud, como en su dirección transversal.

Así mismo, los distintos autores y fabricantes estudiados aplican el método del equilibrio límite para el dimensionamiento de estos sistemas, siendo esta metodología de cálculo válida si el sistema es activo, pero no para el caso de un sistema pasivo.

Indicar que la metodología más adecuada para el cálculo de estos sistemas se debería apoyar en modelos tensodeformacionales de simulación numérica.

Para el caso de taludes de suelo, se debería considerar a la membrana (representada como un elemento estructural sometido a grandes deformaciones) que interactúa con el suelo (representado como un material con grandes distorsiones) desde el momento en que éste comienza a deslizar hasta que se detiene como consecuencia entre el rozamiento entre la membrana y el propio terreno del talud que no ha deslizado. Se partiría inicialmente de unas dimensiones conocidas del círculo de rotura pésimo, calculado a partir de programas para el cálculo de estabilidad de taludes que permitan la introducción de bulones pasivos, o bien mediante softwares específicos para suelo claveteado. En ambos casos, se calcularía el círculo de rotura pésimo sin incluir ni la membrana ni los cables de refuerzo.

En el caso de taludes de roca, una vez estimada la cuña de roca pésima que pudiera desprenderse, se debería determinar la interacción con la membrana desde el comienzo de su caída hasta que la roca se detenga también por rozamiento. En este caso, la roca se podría modelizar como un elemento estructural, y por ello discretizarlo con una malla lagrangiana.

La metodología sobre la interacción *sistema flexible – masa inestable – talud estable* se describe de forma más detallada en el Capítulo 5.

## **5.- Nueva metodología de diseño**



Se pretende en este capítulo desarrollar un procedimiento de diseño de los distintos componentes principales que forman un sistema flexible anclado al terreno: membrana, cables de refuerzo y bulones. Para ello se recurrirá a metodologías de cálculo numérico ya existentes e implementadas en softwares comerciales. No se ha considerado necesario el desarrollar un nuevo método numérico concreto para modelizar el fenómeno la interacción *sistema flexible - terreno*, ya que los existentes son adecuados. Además, se han generado modelos de regresión sencillos para poder calcular las fuerzas máximas desarrolladas en membrana y cables de refuerzo, partiendo de una geometría y propiedades de materiales concretas, para proporcionar a fabricantes y diseñadores una herramienta de diseño sencilla que no requiera el emplear un software de cálculo numérico.

## **5.1.- MODELIZACIÓN DEL PROBLEMA**

### **5.1.1. - DESCRIPCIÓN GENERAL**

A la vista de los resultados obtenidos en la instrumentación in situ, del análisis de la metodología de diseño existente hasta la fecha, y de la inspección visual de diversos taludes con sistemas flexibles en donde se habían producido inestabilidades, se llega a la conclusión de que los métodos de cálculo existentes no describen el fenómeno real de interacción sistema flexible-talud. Es por ello que en este capítulo se desarrolla una nueva metodología de diseño basada en la modelización numérica de la interacción de la masa de suelo o roca susceptible de deslizar, la membrana, los cables de refuerzo y el talud estable.

El programa que se va a emplear para realizar las simulaciones numéricas es Autodyn (módulo independiente de cálculo explícito que distribuye Ansys Inc.). Se ha elegido este producto porque es de los pocos softwares comerciales de uso extendido que dispone de la formulación SPH, y con una interfaz de usuario relativamente sencilla de manejar. Otros programas tales como Ansys Explicit Dynamics, LS-Dyna, Abaqus, Catia, no disponen

de formulación SPH. Así mismo, el profesor Juan José del Coz Díaz, de la Universidad de Oviedo, nos ha facilitado el acceso por escritorio remoto a equipos del Grupo GICONSIME que disponía de licencia flotante de Autodyn.

La metodología de resolución del problema consiste en una primera etapa, en calcular cuál sería el círculo de rotura (taludes de suelo) o bien la cuña (taludes de roca) pésimos a través de programas de estabilidad de taludes que incorporen la opción de introducir bulones pasivos, o bien mediante softwares específicos para el cálculo de ‘Suelo Claveteado’ o ‘Soil Naling’. Este tipo de programas generalmente aplican un análisis por equilibrio límite mediante la discretización del terreno en dovelas, con sus diversas variantes de hipótesis (Bishop 1955; Janbu 1957; Morgenstern and Price 1965). Existe también la variante de programas basados en los Elementos Finitos, que a través de una reducción de los parámetros del terreno, calculan una superficie de rotura más probable. Únicamente se introducirían los bulones dentro del cálculo de la estabilidad inicial del talud, pero no la membrana, ni los cables de refuerzo. Tal y como fue argumentado en el Capítulo 4, en el momento incipiente de la rotura, los desplazamientos que aparecen son muy reducidos, del orden de 1 cm para suelos arcillosos, y de 1 mm para suelos arenosos y juntas de rocas. Es por ello que tanto la membrana como los cables de refuerzo exteriores apenas aportarían resistencia a la estabilidad global del talud debido a esos niveles de deformación. Sin embargo, los bulones sí que pueden aportar algo de estabilidad por su resistencia a cortante y a flexión que pueden desarrollar justo en su unión con la línea de rotura. Queda fuera del alcance de esta tesis el desarrollar el proceso de cálculo del círculo de rotura o cuña pésimos, ya que los métodos y programas informáticos existentes se consideran adecuados, es por ello que no se pretende presentar ningún avance novedoso al respecto.

Una vez conocidas las dimensiones de la masa inestable (círculo o cuña pésimos), se procedería a la modelización mediante una simulación

numérica dinámica de la interacción *membrana – masa inestable – talud estable* así como la influencia de los bulones y/o cables de refuerzo. La simulación numérica describe el movimiento de la masa inestable desde el comienzo del deslizamiento (la rotura ya se ha producido) hasta que la masa es detenida por la acción de la membrana y la fuerza de rozamiento del talud estable. La única fuerza exterior que se considera es la gravedad, no siendo además, necesario definir ninguna velocidad inicial para la masa de suelo inestable, ya que irá deslizando por su propio peso.

Se ha optado por modelizar el problema en dos dimensiones, debido al excesivo coste computacional que conllevaba una simulación en tres dimensiones. No obstante, se han establecido las simplificaciones oportunas, siempre del lado de la seguridad, de tal manera que el modelo en 2D represente de forma simplificada pero a la vez fiel el problema real.

El valor final buscado, en el caso de la membrana, es la tensión a tracción máxima que experimenta durante todo el proceso de caída. Para ello, es necesario revisar un archivo histórico de resultados almacenados para seleccionar el valor máximo (ver Figura 77).

Para el caso de otros componentes del sistema, se procederá de forma análoga que en la membrana. Se seleccionará el esfuerzo máximo acaecido durante todo el proceso de simulación analizando el archivo histórico de resultados.

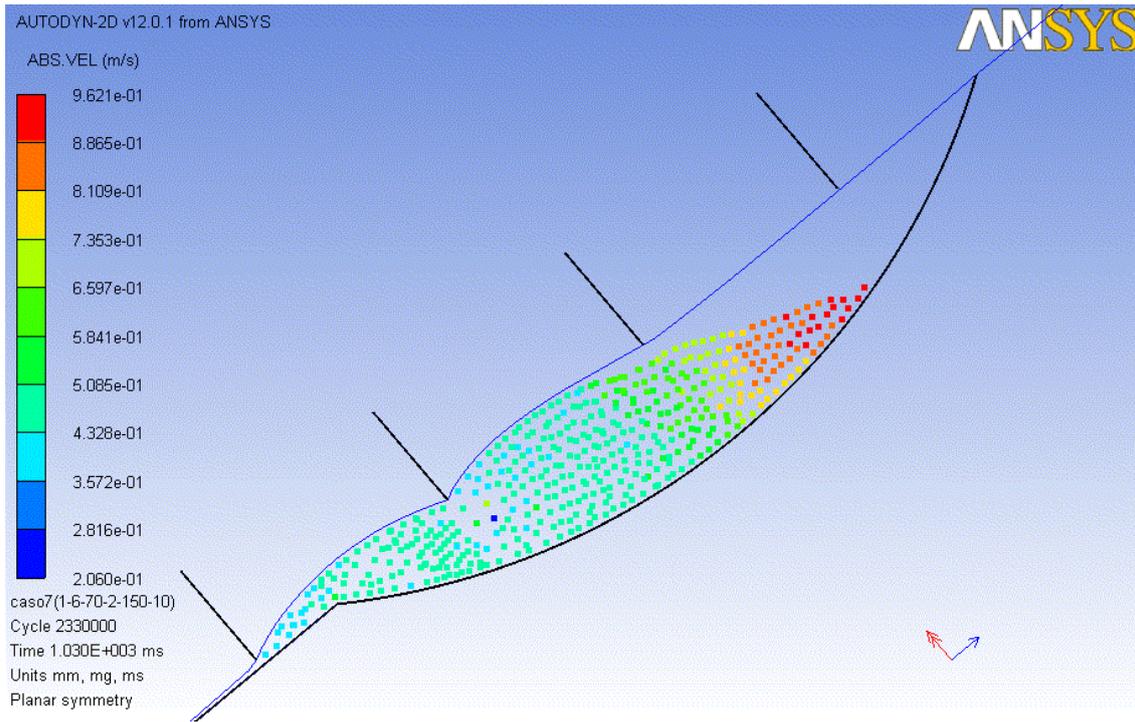


Figura 76.- Ejemplo de una simulación numérica de un talud de suelo. Círculo de rotura discretizado con SPH.

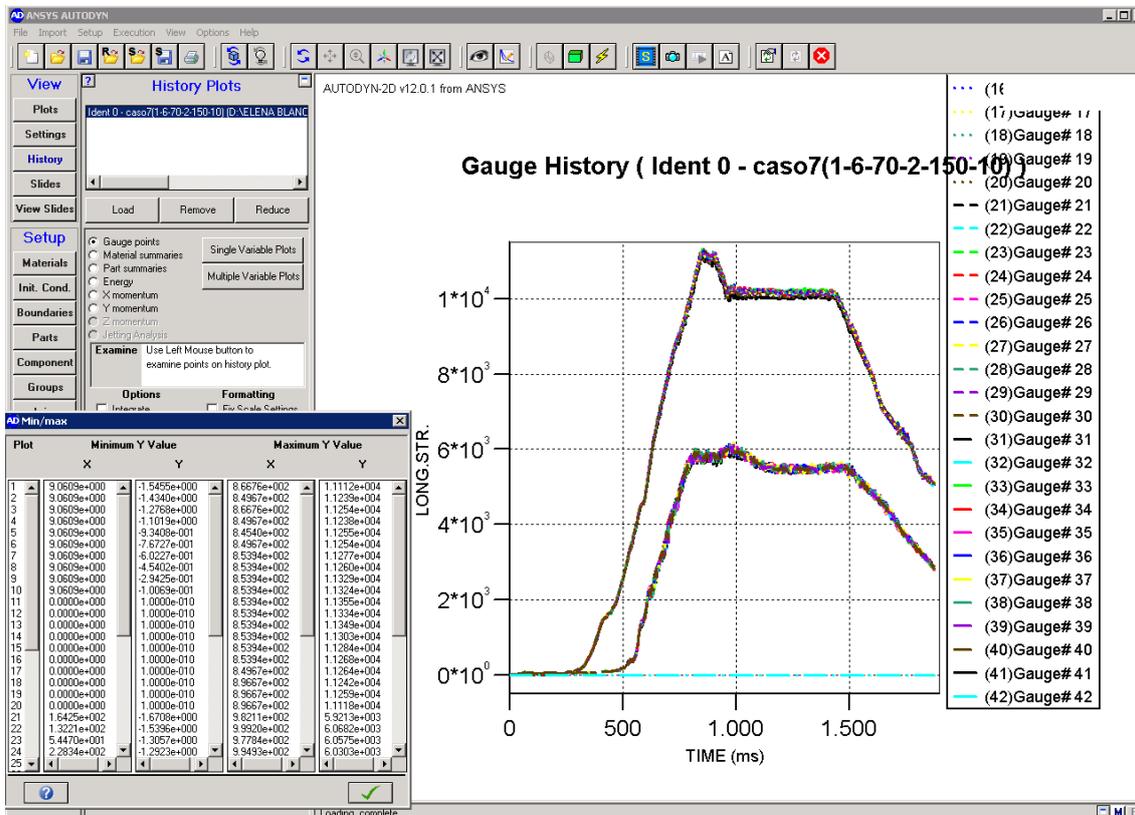


Figura 77.- Tensión en la membrana (LONG. STR.) durante la simulación en distintos puntos (Gauge).

## 5.1.2. - COMPONENTES DEL SISTEMA

### 5.1.2.1- Membrana

Tal y como se ha explicado en el apartado 2.1, existen distintas tipologías de sistemas flexibles, no solo en relación al tipo de membrana que empleen (red de cables o malla de alambre de simple torsión) sino también a la disposición de los cables de refuerzo y bulones intermedios. La configuración de estos dos últimos elementos definiría en gran medida la forma del modelo en 2D. De cara a unificar esta diversidad de disposiciones de cables de refuerzo y bulones, se ha optado por tomar como sección representativa del talud, un plano vertical que pasaría por el medio de dos bulones ubicados en una misma fila.

La membrana (red de cables o malla de alambre, según fabricantes) es discretizada mediante un enfoque lagrangiano (la discretización se mueve con el cuerpo) con las hipótesis simplificadoras relativas a las membranas elásticas (elemento tipo ‘shell’). El tamaño de los elementos es de 100 mm de largo, y se ha asumido un espesor constante de 10 mm. Se ha considerado un comportamiento elástico lineal de la membrana. El parámetro fundamental que describe el comportamiento de la membrana es el módulo de compresibilidad  $K$ , el cual se ha considerado constante.

La hipótesis de comportamiento lineal de la membrana se ha verificado a través de la comparación de ensayos reales y simulaciones numéricas tanto de redes de cable como de mallas de alambre. El ensayo que se ha empleado para la verificación de la hipótesis ha sido un caso de carga perpendicular aplicada sobre un paño de red de cables o malla de alambre de alta resistencia. Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Estructuras de la E.T.S.I. Caminos, C. y P. de Santander durante el año 2000 para el caso de la malla de alambre y durante el 2004 para el caso de la red de cables.

En el caso del ensayo sobre red de cable, la carga fue aplicada sobre una placa circular de 600 mm de diámetro sobre un paño cuadrado de aproximadamente 2 m de lado. Para el ensayo de la malla de alta resistencia, la carga se aplicaba sobre una pieza aproximadamente romboidal de 350 mm de eje mayor y 150 mm de eje menor sobre un paño cuadrado de 90cm de lado aproximadamente. En el ensayo real se registró la variación a lo largo del tiempo de la carga aplicada así como la flecha del punto central del paño. En la simulación numérica se representó a la red y malla como una membrana elástica (que no soportaba momentos flectores) de espesor 10 mm, con un largo y ancho iguales a los del ensayo. Se fue tanteando en la simulación con el parámetro E de la membrana hasta conseguir igualar las curvas carga-flecha del ensayo real y de la simulación. De esta manera se corrobora la hipótesis de comportamiento lineal de la red de cables y malla de alambre consideradas como una membrana elástica. Si bien el comportamiento de los cables que constituyen la red y los alambres que conforman la malla no se caracterizan por una curva tensión-deformación lineal en todo su rango, el comportamiento de la red y malla en su conjunto y sometidos a cargas normales sí que se comportan como materiales elásticos. Este comportamiento lineal del conjunto y no lineal de los componentes individuales se justifica por el hecho de que en el ensayo real se adoptó como criterio de rotura el momento en que se alcanzaba la carga máxima, que generalmente coincidía con la rotura de un único cable (o unos pocos cables que rompían prácticamente a la vez). Es por ello que la curva carga-flecha considerada representaba el ensayo desde el momento inicial hasta que se alcanzaba la carga máxima. Cuando se alcanza la carga máxima, unos pocos cables se encuentran dentro del rango plástico (siendo su curva tensión deformación no lineal) mientras que la mayoría de cables se encuentran dentro de su rango elástico. Por lo tanto, si se analiza la red o malla como una membrana continua, la mayoría de los puntos de su superficie se encuentran bajo un estado tensional dentro del rango elástico, no influyendo, por tanto, la deformación plástica (con comportamiento no lineal) de ciertas áreas puntuales en la curva carga-flecha del centro luz.



Figura 78.- Ensayo de carga puntual sobre malla de alambres de alta resistencia.  
(Castro Fresno 2000)



Figura 79.- Ensayo de carga puntual sobre red de cables.

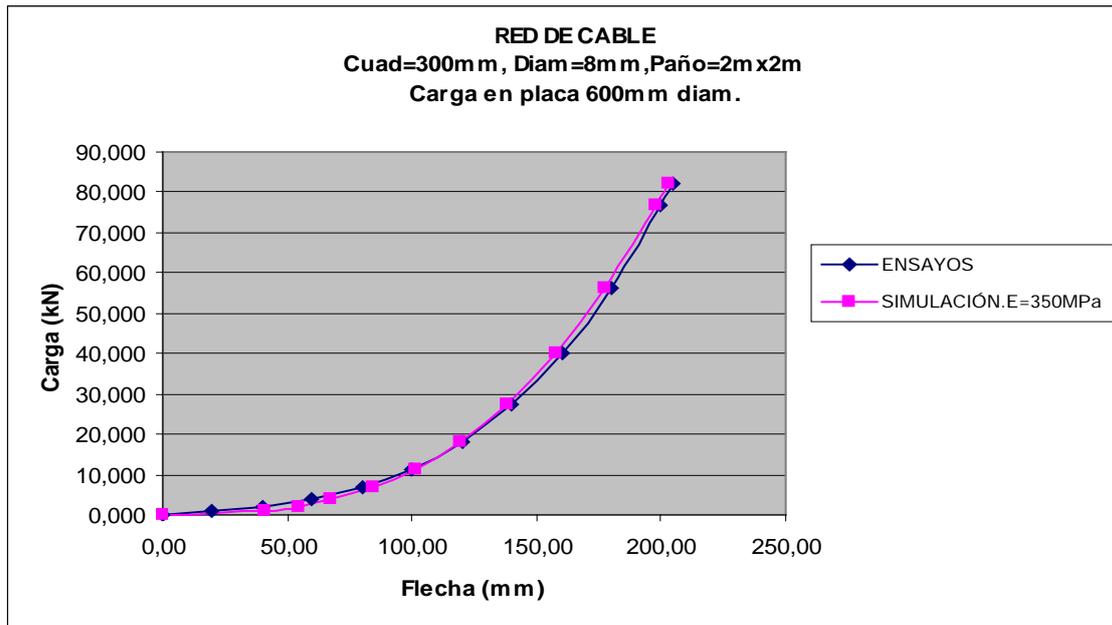


Figura 80.- Red de cable. Ensayos vs. simulación.

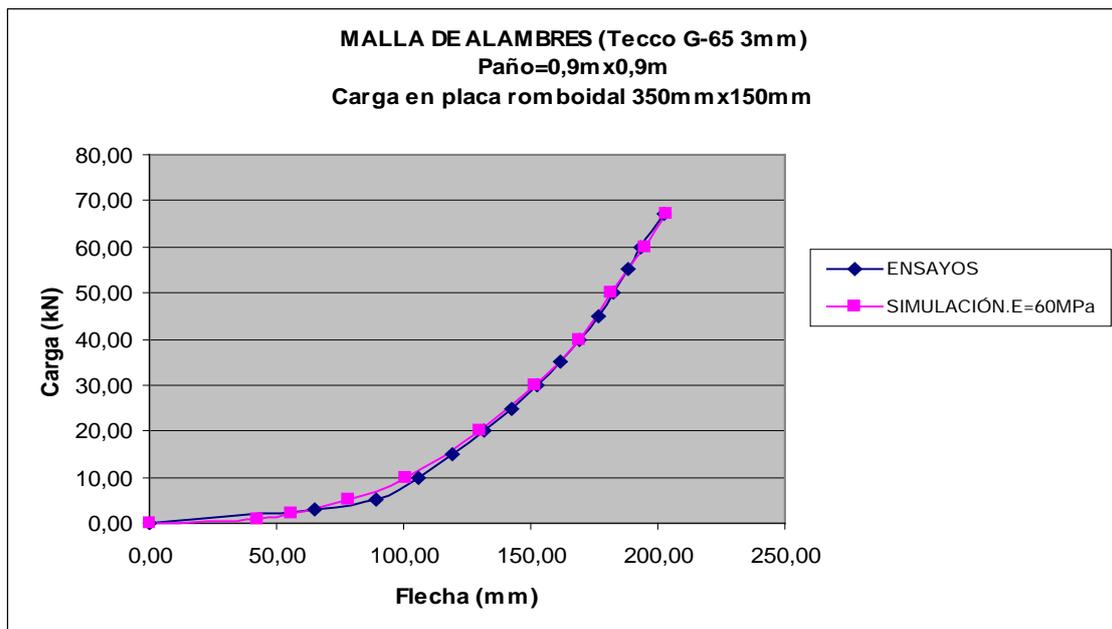


Figura 81.- Malla de alambre. Ensayos vs. simulación.

### 5.1.2.2- Cables de refuerzo y bulones

El efecto de los cables de refuerzo y los bulones se introduce en la simulación como un único efecto, definido como un muelle que interactúa

con la membrana. Se ha considerado que el comportamiento de este muelle viene determinado por la línea de influencia de una fuerza perpendicular que se aplica de forma uniforme a lo largo de un tramo de cable de refuerzo comprendido entre dos bulones situados en una fila horizontal (ver Figura 82).

Se empleará una discretización lagrangiana para modelizar los componentes tipo muelle.

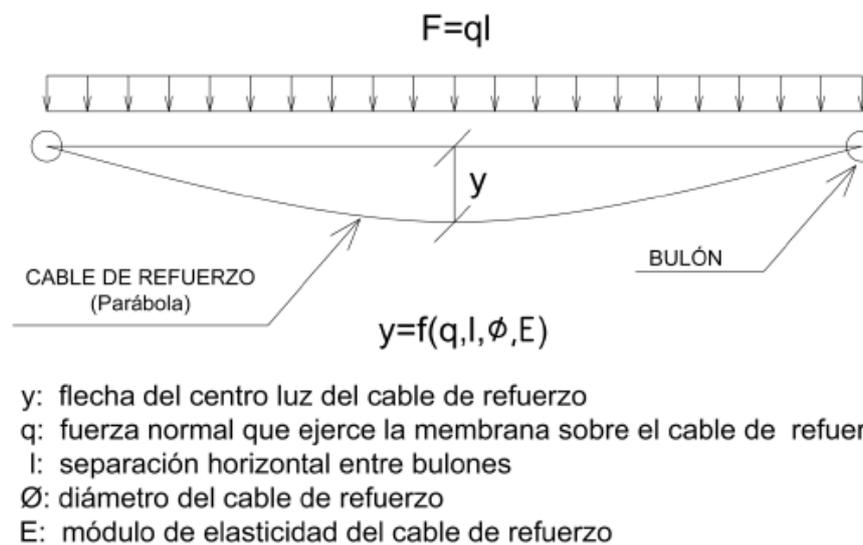


Figura 82.- Línea de influencia de la flecha central y de un cable sometido a una carga uniformemente repartida q.

### 5.1.2.3- Talud estable

Del talud estable se representa únicamente el contorno que está en contacto con la membrana y con la masa de suelo inestable, ya que no interesa simular las presiones que pudieran aparecer en su interior. Su función en la simulación es delimitar un contorno al que se le puedan introducir condiciones de fricción con la más inestable. Se ha de representar como una franja de espesor muy reducido, con la inclinación del talud, y en su parte central con una concavidad que represente la forma del círculo de rotura o de la cuña de roza susceptible de deslizar.

Se empleará una discretización lagrangiana para modelizar el talud estable.

#### 5.1.2.4- Masa inestable: talud de suelo

En el caso de simular taludes de suelo, la masa inestable se discretiza mediante SPH (Smooth Particle Hydrodynamics), ya que es necesario un tipo de discretización que permita grandes distorsiones de la masa que se pretende simular.

El programa Autodyn dispone de varios modelos de materiales con mayor o menor complejidad que pueden representar el comportamiento tensodeformacional de suelos, tanto para el rango elástico como para el plástico, con diferenciación de carga y descarga, así como distintos criterios de plastificación. En la definición de las propiedades de los materiales, el programa divide la información en dos grandes apartados, lo que se denomina ‘EOS’ (Ecuación de estado) y el ‘Strength’ (ver Tabla 12 y Tabla 13). En el primer apartado se definen las leyes de tensión-deformación tanto para el rango elástico como plástico, y pudiendo diferenciar entre carga y descarga. Y en el apartado ‘Strength’, se definen el módulo de rigidez  $G$  (que puede ser dependiente de otros parámetros, así como la tensión de plastificación,  $\sigma_y$ ). El valor de  $\sigma_y$  se obtiene del criterio de plastificación de Von-Mises,  $2\sigma_y^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2$ .

Las leyes de tensión deformación generalmente vienen expresadas en términos de presión hidrostática vs. densidad (o compresión volumétrica), o bien definiendo la velocidad del sonido para ese material. La tensión de plastificación  $\sigma_y$  generalmente se expresa como  $\sigma_y = f(p, k_i)$ , en donde  $p$  es la presión hidrostática y  $k_i$  parámetros del material.

Tabla 12.-Ecuación de estado de los modelos de materiales en Autodyn.

EOS	RANGO ELÁSTICO		RANGO PLÁSTICO	
	Load	Unload/reload	Load	Unload/reload
Elastic	K	K	K	K
Porous	Interpolación lineal $C_{porous}, C_{solid}$	Interpolación lineal $C_{porous}, C_{solid}$	$p=f(\gamma)$	Interpolación lineal $C_{porous}, C_{solid}$
Compaction	$c=f(\gamma)$	$c=f(\gamma)$	$p=f(\gamma)$	$c=f(\gamma)$
p-alpha	$C, K_{solid}$	$C, K_{solid}$	$\alpha = 1 + (\alpha_p - 1) \left( \frac{p_s - p}{p_s - p_e} \right)^\beta$	$C, K_{solid}$

K: Módulo de compresibilidad

p: Presión hidrostática

$\gamma$ : Densidad

$C_{porous}$ : Velocidad del sonido del material con porosidad máxima

$C_{solid}$ : Velocidad del sonido del material considerado como sólido

c: Velocidad del sonido (dependiente de la densidad)

$K_{solid}$ : Módulo de compresibilidad del suelo sin porosidad (máxima compactación)

$\alpha$ : Porosidad del material

$\alpha_p$ : Porosidad del material a la presión p

$p_e$ : Presión de compactación del material con porosidad máxima

$p_s$ : Presión de compactación del material considerado como sólido

$\beta$ : Exponente (2,3 generalmente)

Tabla 13.-Resistencia de los modelos de materiales en Autodyn.

STRENGTH	Yield Criterium	Shear Module
Elastic	$\sigma_y = \alpha$	G
Drucker-Prager	$\sigma_y = \sigma_{y(p=0)} + p \tan \phi$ ó $\sigma_y = f(p)$	G
MO Granular Model	$\sigma_y = \sigma_y(p) + \sigma_y(\rho)$	$G = f(\rho)$

$\sigma_y$ : Tensión en límite elástico

$\sigma_{y(p=0)}$ : Tensión en límite elástico cuando p=0

$\phi$ : Ángulo de rozamiento interno

$\sigma_y(p)$ : Tensión en límite elástico dependiente de la presión

$\sigma_y(\rho)$ : Tensión en límite elástico dependiente de la densidad

G: Módulo de rigidez

#### *5.1.2.5- Masa inestable: talud de roca*

Tal y como ya adelantábamos en el apartado 5.1.1, la cuña de roca susceptible de deslizar debe ser definida previamente basándose en la determinación de las familias de discontinuidades del macizo rocoso, seleccionando cuál es la cuña de mayores dimensiones susceptible de deslizar.

En el caso de talud de roca, ya no será necesario recurrir a la discretización SPH para la masa inestable. Debido a la poca deformabilidad y distorsión de una cuña de roca susceptible de deslizar, sería suficiente con una discretización lagrangiana. Los principales parámetros que definirían la distancia de avance de la roca serían el volumen del cuerpo, su densidad, la pendiente del talud y los coeficientes de fricción entre distintas partes.

#### *5.1.2.6- Acción del agua: talud de suelo*

En el caso de existencia de un nivel freático en el terreno a una determinada altura por encima del círculo de rotura (en el caso de suelos), éste generará dos efectos que pudieran provocar a priori un incremento en la fuerza a tracción en la membrana. Por un lado, las tensiones tangenciales entre la superficie de rotura del círculo y el talud estable disminuirían pudiendo incluso anularse como consecuencia de la disminución en las presiones efectivas del terreno. Por otro lado, el agua podría ejercer una presión hidrostática sobre el círculo de rotura. Y un tercer efecto sería el considerar que el talud tenga todos sus poros saturados con agua en reposo; es decir, el caso de talud sumergido.

En relación al primer efecto, la disminución de las tensiones tangenciales entre el círculo de rotura, este fenómeno implica que la masa de suelo inestable discurra con mayor velocidad, teniendo mayor energía el impacto con la membrana, y generando por tanto, mayores fuerzas de tracción en

esta última. El programa Autodyn permite establecer un coeficiente de fricción estático ( $\mu_{est}$ ) entre la superficie del círculo de rotura y el talud estable. El valor de  $\mu_{est}$  debería estar relacionado con la tensión efectiva tangencial máxima entre ambas superficies y una presión efectiva normal media durante todo el proceso de deslizamiento ( $\mu_{est} = \tau'_{res} / \bar{\sigma}'_n$ ), ya que el deslizamiento ya se ha producido. El caso pésimo correspondería a considerar un coeficiente nulo.

En cuanto al segundo efecto, la presión hidrostática ejercida sobre el círculo de rotura, este último pudiera transmitir esa presión a la membrana únicamente si la masa de suelo inestable fuera totalmente impermeable. En otro caso, el agua ocuparía los poros de la masa inestable y se filtraría hasta la superficie del talud no encontrando ningún obstáculo en su salida, ya que las membranas no son barreras impermeables, no generando por tanto ninguna presión sobre la membrana. El asumir que la masa inestable es completamente impermeable de tal manera que las presiones hidrostáticas que se ejercen en la superficie de rotura del círculo hagan que éste ‘despegue’ de su posición en contacto con el talud estable presionando a la membrana, no resulta muy realista. En cualquier caso, y suponiendo una situación pésima de tal manera que el agua ‘levantara’ la masa inestable, inmediatamente se formaría un canal en el contacto talud estable-masa inestable por donde discurriría el agua reduciendo de forma drástica las presiones intersticiales en ese contacto, no ejerciendo, finalmente, ninguna presión relevante la masa inestable sobre la membrana. Es por ello que finalmente se desestima el considerar una presión hidrostática ejercida por el agua sobre la membrana.

Si se considera una situación en donde el talud estuviera saturado de agua pero que no existieran corrientes de filtración, se debería considerar la densidad de la masa inestable como densidad sumergida ( $\gamma_{sum}$ ), en lugar de densidad seca (Da Costa García 2004). No obstante, el suponer una densidad sumergida; es decir, menor a la densidad seca ( $\gamma_{sum} = \gamma_d - \gamma_w$ )

implica en un cálculo dinámico que la fuerza transmitida por la masa inestable a la membrana va a ser menor, dado que la fuerza,  $m \cdot a$ , va a ser también menor. Es por ello que también se desestima el considerar como densidad de la masa inestable a la  $\gamma_{sum}$ .

#### 5.1.2.7– Consolidación del suelo

En el caso de taludes formados por suelos cohesivos, podría resultar necesario el considerar la presión de preconsolidación, índices de compresión ( $c_c$ ) e hinchamiento ( $c_s$ ), y porosidad actual del suelo. El objetivo de conocer estos datos radica en incorporar una ley tensión-deformación que incluya una función logarítmica de carga y otra distinta de descarga-recarga. El programa SPH incorpora modelos de comportamiento para materiales que permitirían incluir estas características, tal y como se explica en el apartado 5.1.2.4.

## 5.2.- FUERZA DE TRACCIÓN EN LA MEMBRANA (TALUDES DE SUELOS)

### 5.2.1. - GENERALIDADES

El propósito de este apartado es proporcionar a los redactores de proyectos, fabricantes o instaladores un modelo de regresión para poder calcular de forma aproximada la fuerza de tracción máxima que se genera en la membrana como consecuencia del deslizamiento de un suelo sin tener que recurrir a realizar una simulación numérica para simular todo el fenómeno. Teniendo en cuenta que el modelo está mayorado tanto en la selección de ciertos parámetros fijos como en la adición de una componente de incertidumbre en modelo de regresión, si se pretende obtener una solución exacta de un problema específico a resolver, se aconseja recurrir a una simulación en Autodyn (o mediante otro programa explícito que disponga de SPH).

Para generar un modelo de regresión, lo primero es definir una serie de variables que a priori se crea que puedan influir en el resultado a buscar, en este caso, fuerza a tracción máxima en la membrana. Será necesario definir además una serie de parámetros fijos, los cuales se sabe a priori que no influyen en el resultado buscado, o bien se mayoran buscando una situación pésima.

Una vez definidas esas variables el siguiente paso necesario es emplear la técnica de Diseño de Experimentos (DOE) para generar una serie de puntos de cálculo, los cuales deberán ser resueltos uno por uno mediante simulación numérica. El número de casos a resolver crecerá con el número de variables seleccionadas, incurriendo en un excesivo tiempo de computación, de ahí la importancia de definir una serie de parámetros fijos mayorados. Una vez obtenido el resultado de esos puntos, fuerza a tracción máxima en la membrana, se procede a generar la superficie de respuesta, que no deja de ser un modelo de regresión que contenga además de términos lineales, términos cuadráticos e interacciones entre parejas de variables.

Se generarán distintas curvas de respuesta o modelos de regresión (es indistinto emplear un término u otro) y se estudiará cuál de ellos es capaz de predecir mejor futuros puntos de cálculo.

Se ha empleado el programa estadístico Minitab 16 tanto para la generación del DOE como para la obtención de los distintos modelos de regresión.

### 5.2.2. - VARIABLES

Se ha considerado el estudiar la variabilidad en la respuesta, fuerza a tracción en la membrana, respecto a las siguientes variables:

- $x_1$ : Profundidad (m). Profundidad del círculo de rotura.
- $x_2$ : Radio/ Profundidad: relación entre el radio del círculo y la profundidad del mismo.
- $x_3$ : Ángulo del talud ( $^\circ$ ).
- $x_4$ : Espaciamiento vertical entre muelles (m): separación entre dos filas horizontales de cables de refuerzo.
- $x_5$ : Módulo compresibilidad K de la membrana (kPa): el parámetro elástico básico en Autodyn es el módulo compresibilidad K en lugar del módulo de Young E, como suele ser más frecuente en otros programas de elementos finitos.
- $x_6$ : Diámetro del cable de refuerzo (mm).

### 5.2.3. - PARÁMETROS FIJOS

#### 5.2.3.1- *Modelo de material para la masa inestable: suelo*

Tal y como se ha explicado en el apartado 5.1.2.4, el programa Autodyn dispone de varios modelos de materiales que pueden representar de forma más simplificada o más fiel el comportamiento de suelos. No obstante, de cara a facilitar la posterior simulación en donde se precisa acotar el número de variables que puedan influir en el resultado, se ha optado por elegir un modelo sencillo, en donde la deformabilidad del suelo responde a un comportamiento lineal, y el criterio de plastificación se define con la Ley de Coulomb. Se ha optado por elegir valores de K elevados; es decir, un suelo rígido, porque se considera que pueda generar mayores fuerzas a tracción

ya que el círculo de rotura tendería a mantener más su forma inicial, imponiendo de alguna manera mayores deformaciones a la membrana.

No obstante, de cara a tratar de verificar esta afirmación, aunque al menos sea de forma aproximada, se ha efectuado una comparativa entre distintos casos manteniendo todas las variables fijas y cambiando las propiedades del suelo, para ver la influencia en la respuesta (ver Tabla 14). Para ello, se ha elegido como geometría fija el caso de simulación en el que las variables toman su valor intermedio:  $x_1=2$  m,  $x_2=4$ ,  $x_3=55^\circ$ ,  $x_4=4$  m,  $x_5=275$  kPa,  $x_6=15$  mm.

Se puede comprobar que el Modelo 1 de suelo es el que genera una mayor fuerza de tracción en la membrana. Los parámetros del rango elástico  $K=292 \cdot 10^3$  kPa y  $G=65 \cdot 10^3$  kPa se corresponden a un suelo con un módulo de elasticidad de  $E=175 \cdot 10^3$  kPa y coeficiente de Poisson de  $\nu=0,35$ . Así mismo es un suelo carente de cohesión ( $\sigma_{y(p=0)}=0$ ), pero con un ángulo de rozamiento interno no nulo.

#### *5.2.3.2- Coeficiente de fricción masa inestable-talud estable*

Se ha optado por elegir la situación pésima que corresponde a considerar un coeficiente de rozamiento nulo. Esta hipótesis es equivalente a asumir que las tensiones tangenciales en la superficie de rotura son nulas como consecuencia de la posible presencia de presiones intersticiales elevadas y ausencia de cohesión.

Tabla 14.-Fuerza a tracción en membrana vs. tipo de suelo.

MODELO	EOS	STRENGTH	FUERZA(kPa)
1	Linear: K=292·10 <sup>3</sup> kPa	Drucker-Prager: G=65·10 <sup>3</sup> kPa $\sigma_y(p=0)=0$ atan( $\sigma_y/p$ )=20°	4,7893·10 <sup>4</sup>
2	Linear: K=2·10 <sup>3</sup> kPa	Drucker-Prager: G=800 kPa $\sigma_y(p=0)=0$ atan( $\sigma_y/p$ )=20°	4,7542·10 <sup>4</sup>
3	Linear: K=2·10 <sup>3</sup> kPa	Drucker-Prager: G=800 kPa $\sigma_y(p=0)=0$ atan( $\sigma_y/p$ )=40°	4,7309·10 <sup>4</sup>
4	Linear: K=292·10 <sup>3</sup> kPa	Drucker-Prager: G=65·10 <sup>3</sup> kPa $\sigma_y(p=0)=0$ atan( $\sigma_y/p$ )=40°	4,6113·10 <sup>4</sup>
5	Linear: K=292·10 <sup>3</sup> kPa	Drucker-Prager: G=65·10 <sup>3</sup> kPa $\sigma_y(p=0)=200$ kPa atan( $\sigma_y/p$ )=20°	3,8667·10 <sup>4</sup>
6	Linear: K=2·10 <sup>3</sup> kPa	Drucker-Prager: G=800 kPa $\sigma_y(p=0)=200$ kPa atan( $\sigma_y/p$ )=20°	4,3299·10 <sup>4</sup>
7	Linear: K=2·10 <sup>3</sup> kPa	Drucker-Prager: G=800 kPa $\sigma_y(p=0)=200$ kPa atan( $\sigma_y/p$ )=40°	4,0319·10 <sup>4</sup>
8	Linear: K=292·10 <sup>3</sup> kPa	Drucker-Prager: G=65·10 <sup>3</sup> kPa $\sigma_y(p=0)=200$ kPa atan( $\sigma_y/p$ )=40°	3,7123·10 <sup>4</sup>
9(*)	Compaction: (ver Figura 83, Figura 84)	MO Granular: (ver Figura 85; Figura 86)	4,63959·10 <sup>4</sup>

(\*) El modelo 9, 'SAND', ha sido obtenido de la biblioteca de materiales que dispone AUTODYN. Los parámetros que definen el comportamiento de la arena se han obtenido a través de un ensayo edométrico en donde se han instrumentado velocidades de propagación de ondas de presión longitudinales y transversales (Laine and Sandvik 2001).

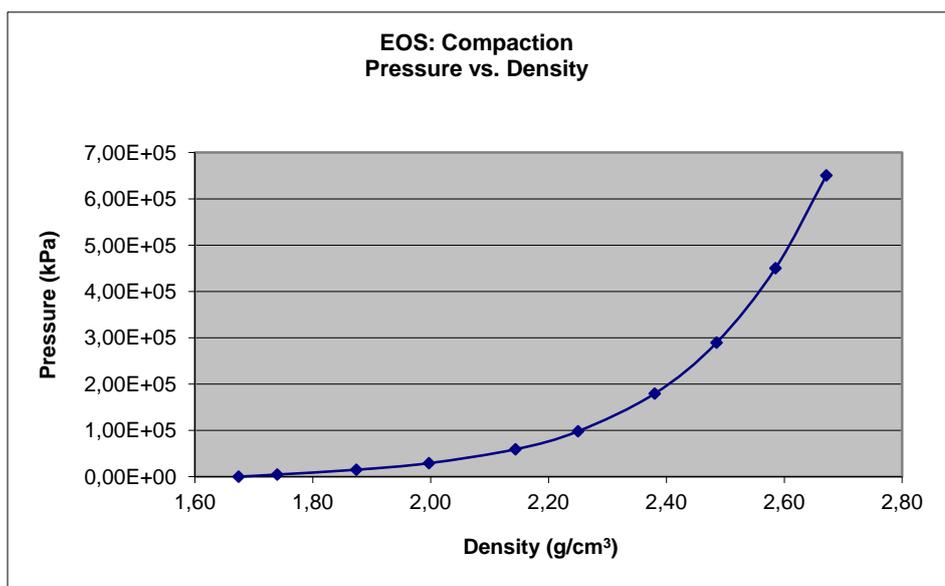


Figura 83.- 'Sand' Autodyn. EOS:Compaction. Presión vs. Densidad.

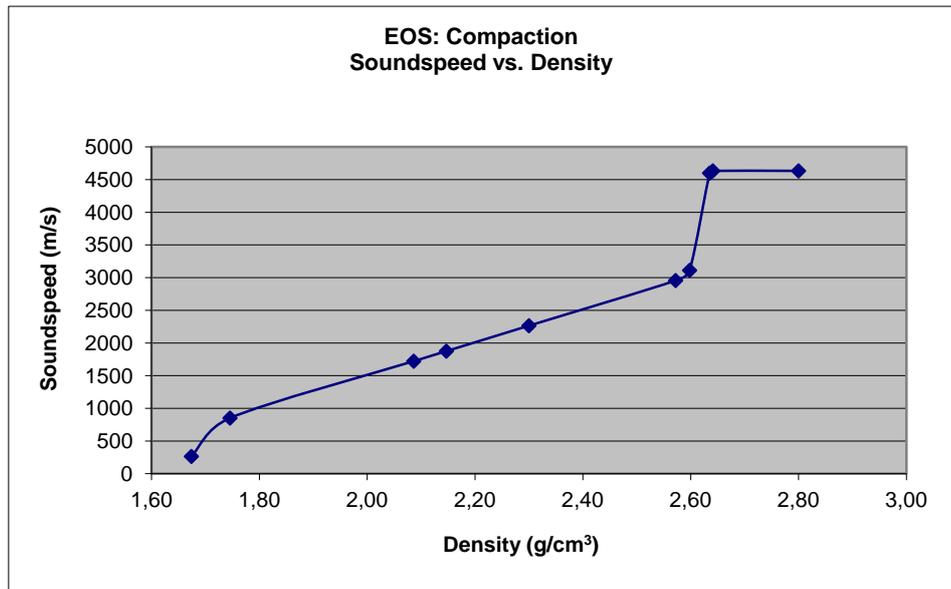


Figura 84.- 'Sand' Autodyn. EOS:Compaction. Velocidad del sonido vs. Densidad.

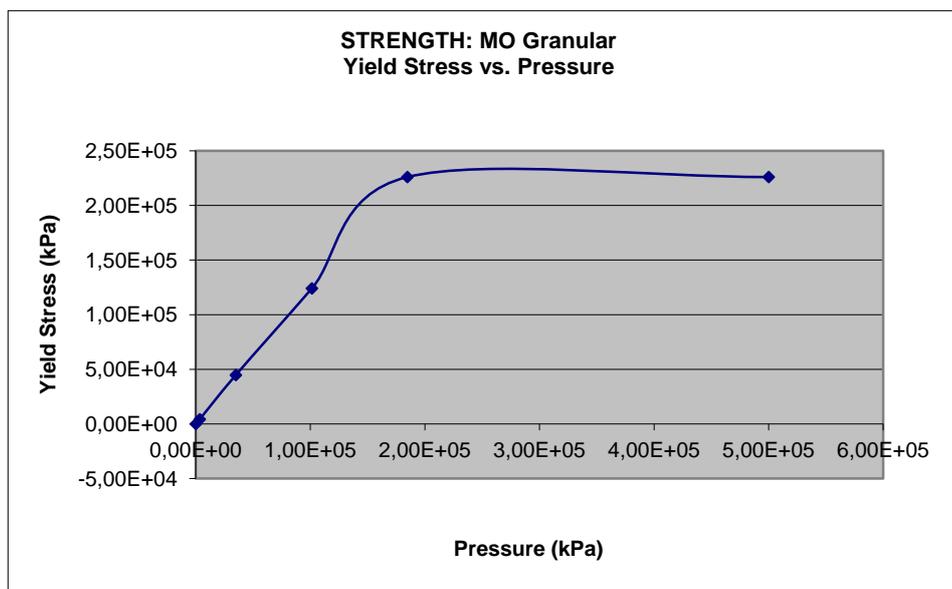


Figura 85.- 'Sand' Autodyn. STRENGTH:MO Granular. Tensión de plastificación vs. Presión.

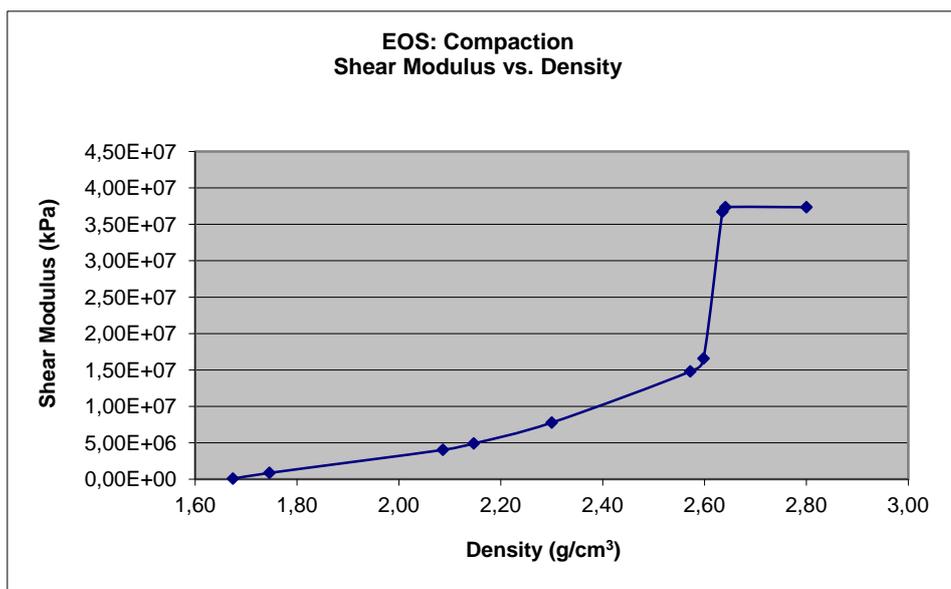


Figura 86.- ‘Sand’ Autodyn. STRENGTH:MO Granular. Modulo de rigidez vs. Densidad.

### 5.2.3.3- Coeficiente de fricción masa inestable-membrana

En este caso se ha optado por seleccionar un coeficiente de rozamiento entre ambas superficies de 0,2.

Solo se ha encontrado una única referencia acerca del rozamiento entre una red de cables o una malla de alambre y un suelo. (Muhunthan et al. 2005) establece unos valores aproximados que definen un ángulo de rozamiento estático entre membranas y terreno dependiendo de la rugosidad de la superficie del talud (ver Tabla 15).

Tabla 15.- Ángulo de fricción estático entre membrana-suelo.

Rough	>60°
Undulating	36°-59°
Planar	25°-35°

Tomando el ángulo pésimo, 25°, obtendríamos un coeficiente de rozamiento estático de  $\tan(25^\circ) = 0,46$ . Considerando que durante el deslizamiento de la masa inestable a lo largo del talud, deberíamos considerar un coeficiente

de rozamiento dinámico en lugar de estático, hemos optado por dividirlo entre 2 y expresarlo con una única cifra significativa, obteniendo de esta manera el coeficiente de 0,2. El criterio de dividir por 2 el coeficiente de rozamiento estático para obtener el dinámico, se basa en el comportamiento observado en arcillas y arenas densas, en donde el ángulo de rozamiento residual puede llegar a reducirse a la mitad del ángulo de rozamiento pico. Si bien el comportamiento membrana-masa inestable no tiene por qué ser el mismo que el comportamiento de una arcilla o una arena densa, se ha optado por establecer la hipótesis de dividirlo por 2 para que de esta manera estemos en el lado de la seguridad. A menor rozamiento, mayor fuerza ejercida por la masa inestable sobre la membrana.

#### *5.2.3.4- Posición del círculo de rotura respecto de los muelles*

Tal y como se definió en el apartado 5.1.2.2, los muelles representan la acción que ejerce el punto medio de los cables de refuerzo horizontales sobre la membrana. En función de en qué posición se ubiquen estos respecto del círculo de rotura, la membrana podrá sufrir mayor o menor fuerza de tracción. A priori puede parecer lógico pensar que la situación pésima es cuando el extremo inferior del círculo se ubica en el punto medio entre dos muelles; sin embargo, se ha preferido comprobar esta hipótesis manteniendo el resto de parámetros y variables constantes y modificando la distancia  $x$  (ver Figura 87). Se ha elegido como geometría fija el caso de simulación en el que las variables toman su valor intermedio:  $x_1=2$  m,  $x_2=4$ ,  $x_3=55^\circ$ ,  $x_4=4$  m,  $x_5=275$  kPa,  $x_6=15$  mm.

Podemos ver que la fuerza máxima en la membrana ocurre para  $x=1$  m (Tabla 16). Esa posición no coincide con el punto medio entre dos muelles, sino que está ligeramente desplazado hacia abajo. Para explicar este comportamiento; se puede asumir que el círculo fluye como un torrente de ancho  $x_1$  (la profundidad del círculo), de tal manera que el punto medio del torrente debería de coincidir con el punto medio entre dos muelles para que se produzcan la fuerza máxima a tracción en la membrana. De cara a

generalizar una regla que defina esa posición para diferentes distancias entre muelles  $x_4$ , se ha definido que la posición pésima corresponde a  $x=0,5x_4-0,5x_1$ .

En aquellos casos en donde la profundidad del círculo es elevada, sucede que el valor calculado es inferior a 1. En estos casos en donde el círculo de rotura es de grandes dimensiones se ha asumido que  $x=0,5$  m constante (ver Figura 88). En estos casos lo que ocurre es que se forman varias bolsas con acumulación de material, que puedan presentar valores de fuerza a tracción máxima similares.

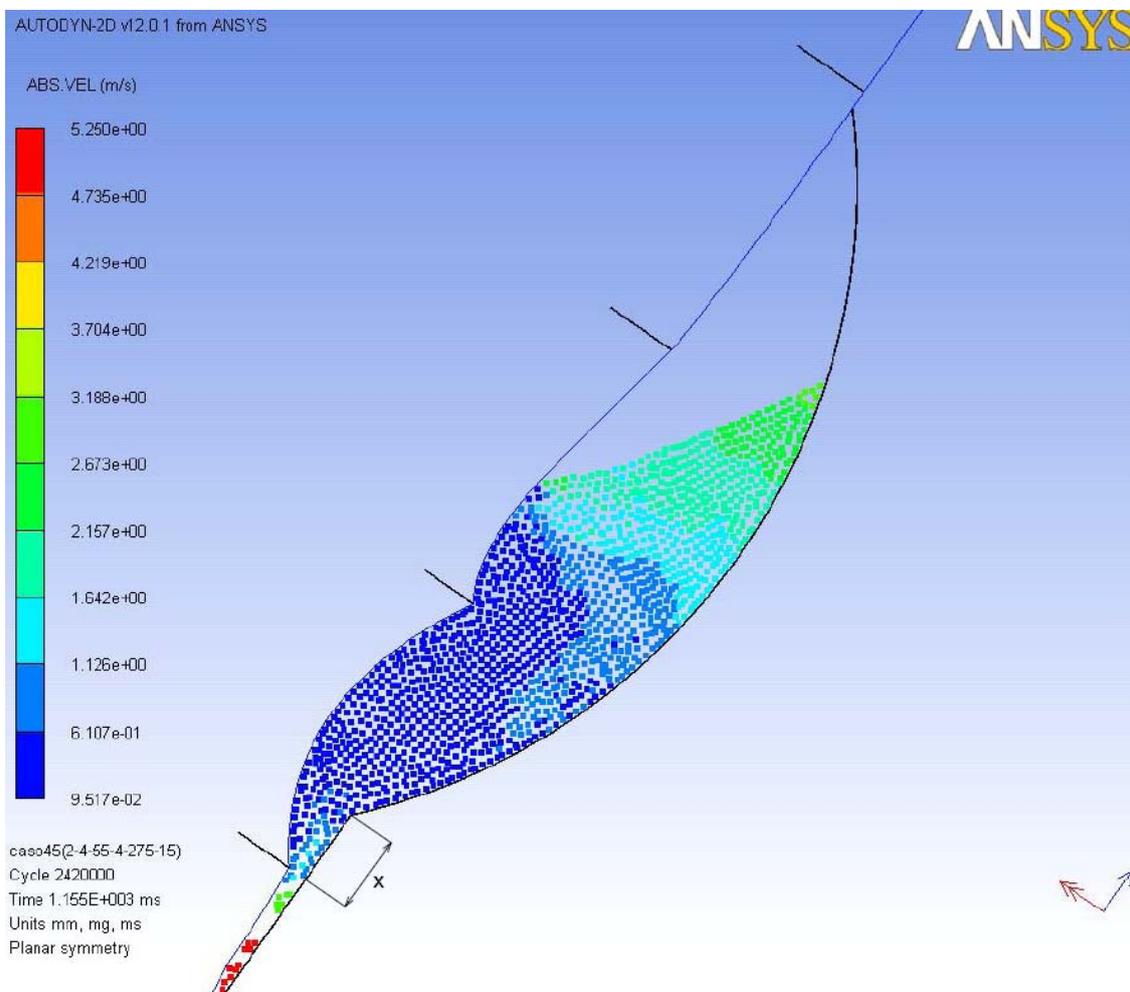


Figura 87.-Posición del círculo respecto a los muelles (x).

Tabla 16.- Posición del círculo respecto de los muelles.

x(m)	Fuerza de tracción (kPa)
0	$4,1865 \cdot 10^4$
<b>1</b>	<b><math>4,7843 \cdot 10^4</math></b>
2	$3,1038 \cdot 10^4$

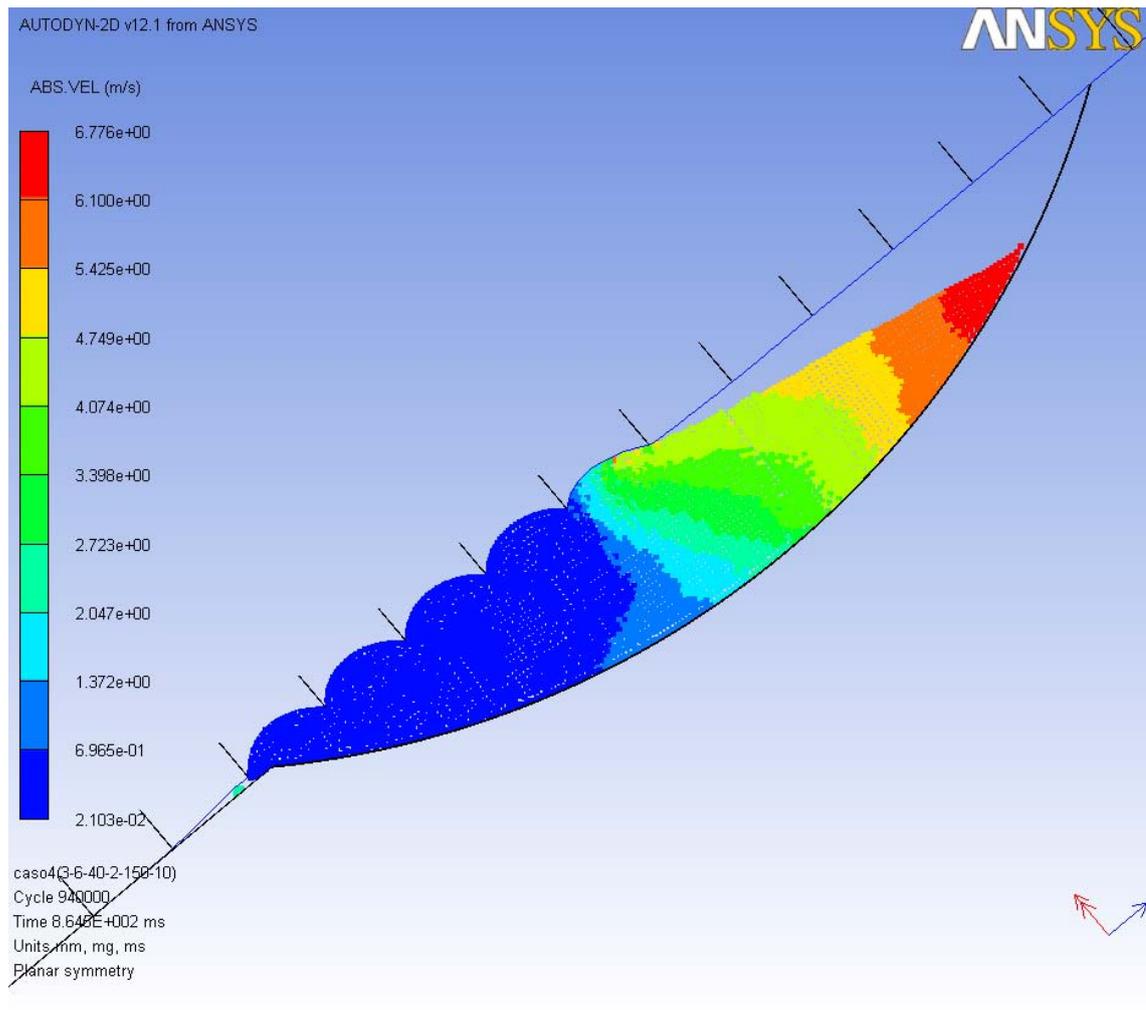


Figura 88.-Caso en que x teórico es <0.

### 5.2.3.5- Leyes tensión-deformación de los muelles

La ecuación de gobierno que defina el comportamiento tensodeformacional de los muelles deberá de representar la línea de influencia  $y=f(q,l,E,\phi)$ , tal y como viene definida gráficamente en la Figura 82. Suponiendo una

separación vertical y horizontal entre bulones idéntica, el parámetro  $I$  coincidiría con el espaciamiento vertical entre bulones ( $x_6$ ), variable de cálculo. El comportamiento tensodeformacional de los cables se puede determinar a partir de los resultados de un ensayo de tracción de un cable de 8 mm de diámetro realizados en LADICIM (ver Tabla 17). El diámetro del cable ( $x_4$ ), es otra variable de cálculo considerada ya que influirá en la rigidez del cable ( $E \cdot A$ ), y por lo tanto en una mayor o menor deformación para una misma tensión  $T$  aplicada en el mismo. En la Tabla 18 se muestran las áreas y tensiones máximas asociadas a distintos diámetros de los cables de refuerzo. Por lo tanto, para cada caso simulado, las variables de entrada tales como diámetro del cable de refuerzo y espaciamiento vertical entre bulones nos definen datos de partida para determinar la ley  $y=f(q)$  de los muelles.

Tabla 17.- Ensayo de tracción de un cable de 8 mm de diámetro.

DEFORMACIÓN	TENSIÓN(MPa)
0,0000	0
0,0220	1015,9
0,0255	1128,6
0,0305	1267,2
0,0354	1379,5
0,0403	1466,7
0,0452	1531,6
0,0501	1577,6
0,0550	1609,2
0,0598	1630,9
0,0646	1647,1
0,0694	1661,2
0,0741	1675,4
0,0789	1689,4

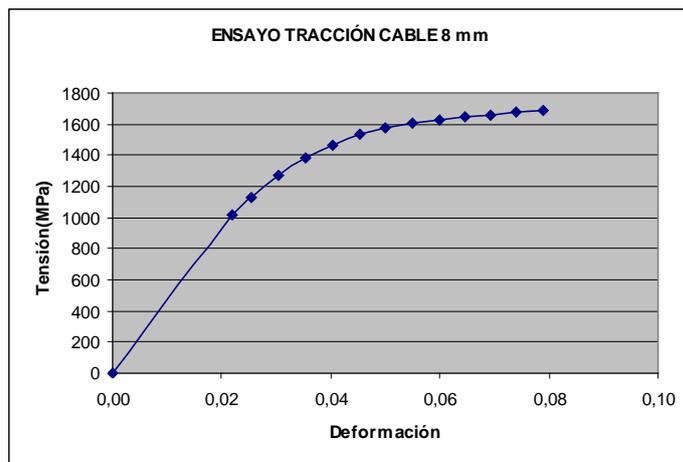


Tabla 18.- Áreas y tensiones máximas de los cables de refuerzo.

Tipología	∅ (mm)	A (mm <sup>2</sup> ) (*)	σ <sub>MAX</sub> (MPa)	T <sub>max</sub> (kN)
Estimado	5	12	1689	20,3
7x19+0(SC)	8	28	1689	47,3
Estimado	10	44	1689	74,3
Estimado	15	88	1689	148,6
6x19+1(FC)	16	98	1689	165,5
6x19+1(FC)	18	122	1689	206,1
6x36(WS)	20	190	1689	320,9
6x36(WS)	22	232	1689	391,8
Estimado	25	300	1689	506,7

(\*) Las áreas para los cables de 5, 10, 15, 25 han sido estimadas. El resto de valores proceden del catálogo de la empresa MTC (2004)

La resolución directa de la ecuación  $y=f(q,l,E,\phi)$  para finalmente expresarla en una del tipo  $y=f(q)$ , no es directa, ya que la curva tensión-deformación del cable no es lineal. Es por ello que se ha obtenido mediante una solución aproximada a partir de imponer pequeñas flechas ( $y$ ) a la parábola que forma el cable al deformarse. El proceso consiste en, inicialmente, imponer un pequeño incremento de flecha para el cable, el cual se rige por una ecuación parabólica del tipo  $y=ax^2$ . Conocida la flecha de la parábola, se obtiene el parámetro  $a$  de la parábola. Con el parámetro  $a$  se puede calcular la nueva longitud del cable. A continuación se calcula la deformación del cable conociendo la nueva longitud y la anterior. Con la deformación del cable y la curva tensión-deformación del mismo se puede calcular la tensión del cable  $T$ . Conocida la tensión del cable  $T$  y la forma de la parábola, se calcula la fuerza vertical  $F$  que actúa sobre el cable, y dividiendo entre la longitud inicial  $l$ , se obtiene, finalmente la presión  $q$  total. El flujo de cálculo expresado de forma esquemática sería el siguiente:  $y \rightarrow a_{\text{parábola}} \rightarrow l_{\text{cable}} \rightarrow \epsilon_{\text{cable}} \rightarrow T_{\text{cable}} \rightarrow F \rightarrow q$ . La curva que finalmente se obtiene de calcular numéricamente la función  $y=f(q)$  se ajustaría aproximadamente a una ecuación de tercer grado (ver Figura 89).

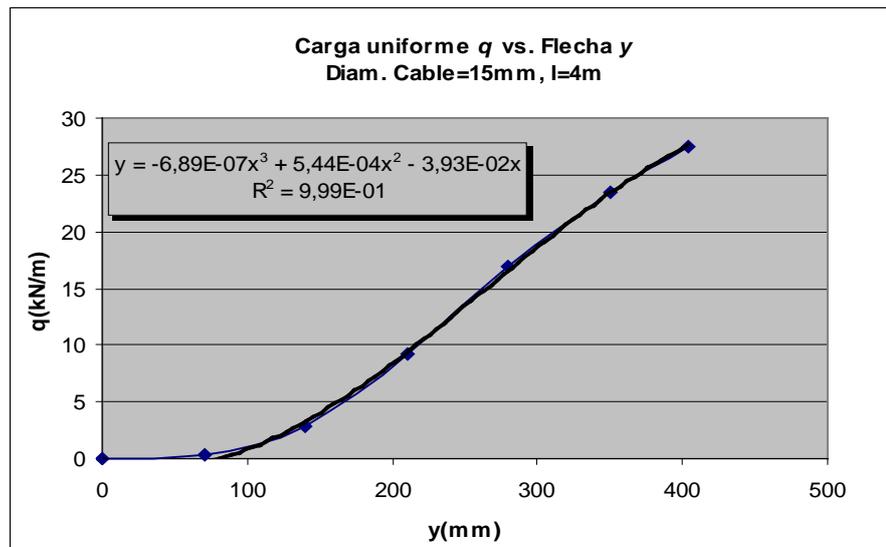


Figura 89.-Línea de influencia Carga uniforme  $q$  vs. Flecha  $y$ .

En Autodyn existe la posibilidad de definir una relación tensodeformacional parabólica del tipo  $p=A_1(\Delta v/v)+A_2(\Delta v/v)^2$ , en donde  $p$  representa la presión hidrostática y  $\Delta v/v$  la compresión volumétrica (ver Figura 90). Teniendo en cuenta las variables con las que funciona Autodyn, será necesario transformar la variable flecha  $y$  en un  $\Delta v/v$ , y la variable  $q$  en una presión hidrostática  $p$ . Para ello se ha generado en la simulación de 2D de Autodyn un muelle ficticio definido por un rectángulo de longitud  $l_{\text{muelle}}=1$  m y de ancho  $a_{\text{muelle}}=10$  mm, y con la dimensión perpendicular al plano de simulación indefinida. Se ha considerado un coeficiente de Poisson nulo para el muelle; por lo tanto  $\Delta v/v=\varepsilon$ , considerando que el muelle está únicamente sometido a una fuerza en la dirección de la longitud del muelle. Para el caso de 2D, la expresión  $\Delta v/v=y/l_{\text{muelle}}$ , relaciona la compresión volumétrica  $\Delta v/v$  con la flecha  $y$ . La expresión  $p=1/2*q/a_{\text{muelle}}$  relaciona la presión hidrostática  $p$  con la carga uniforme  $q$ .

Teniendo en cuenta el diseño del experimento generado (ver apartado 5.2.4), será necesario determinar las leyes  $p=f(\Delta v/v)$  para determinadas combinaciones de  $x_4$  y  $x_6$ . En la Tabla 19 se muestran los parámetros  $A_1$ ,  $A_2$  que definen el comportamiento tensodeformacional de los muelles.

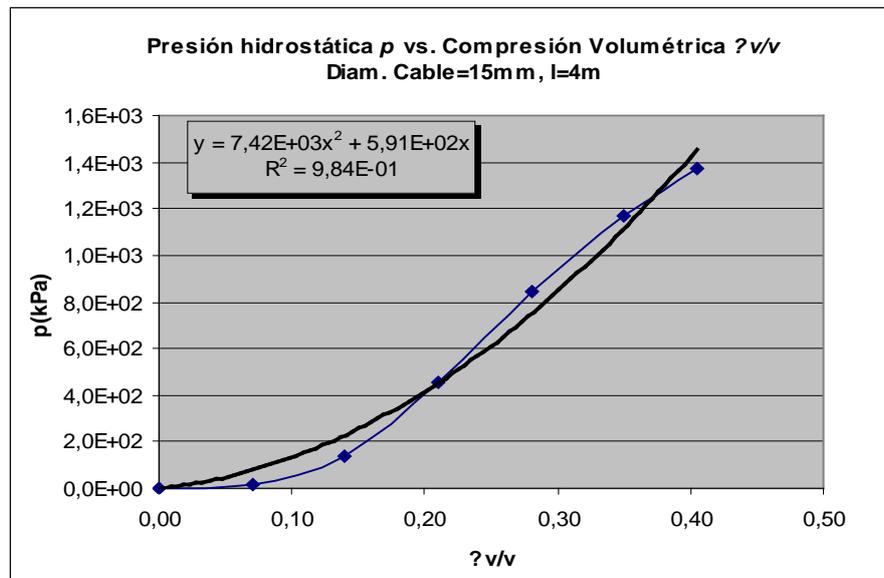


Figura 90.-Ley del muelle en Autodyn.

Tabla 19.- Leyes de los muelles.

LEY	$x_4$	$x_6$	$A_1$	$A_2$
1	2	10	$2,871 \cdot 10^3$	$5,280 \cdot 10^4$
2	4	10	$2,956 \cdot 10^2$	$3,709 \cdot 10^3$
3	6	10	$1,418 \cdot 10^2$	$1,067 \cdot 10^3$
4	8	10	$1,429 \cdot 10^2$	$3,329 \cdot 10^2$
5	2	20	$6,198 \cdot 10^3$	$1,140 \cdot 10^5$
6	4	20	$1,276 \cdot 10^3$	$1,601 \cdot 10^4$
7	6	20	$6,267 \cdot 10^2$	$4,573 \cdot 10^3$
8	8	20	$2,898 \cdot 10^2$	$2,048 \cdot 10^3$
9	4	15	$5,912 \cdot 10^2$	$7,417 \cdot 10^3$
10	8	15	$1,366 \cdot 10^2$	$9,433 \cdot 10^2$
11	4	5	$8,061 \cdot 10^1$	$1,011 \cdot 10^3$
12	4	25	$1,035 \cdot 10^4$	$3,470 \cdot 10^5$

#### 5.2.4. - DISEÑO DEL EXPERIMENTO

Las variables (o factores, según la nomenclatura típica del DOE) serán los siguientes:

$x_1$ = Profundidad (m)

$x_2$ = Radio/ Profundidad

$x_3$ = Ángulo del talud ( $^\circ$ )

$x_4$ = Espaciamiento vertical entre muelles (m)

$x_5$ = Módulo compresibilidad k de la membrana (kPa)

$x_6$ = Diámetro del cable de refuerzo (mm)

Tabla 20.- Factores del DOE.

Factor	VÉRTICES DEL CUBO		EXTERIORES AL CUBO	
	Mínimo	Máximo	Extremo inferior	Extremo superior
$x_1$	1	3	0	4
$x_2$	2	6	0	8
$x_3$	40	70	25	85
$x_4$	2	6	0	8
$x_5$	150	400	25	525
$x_6$	10	20	5	25

En la Tabla 20 se muestran los valores empleados para cada factor. Se ha empleado un diseño central compuesto. Para 6 factores, se considera suficiente con generar 1/2 diseño factorial:

- $32(2^{6-1})$  puntos del vértice del cubo (hexa-dimensional)
- 12 puntos fuera del cubo (con valores extremos)
- 1 punto central
- Sin réplicas

Teniendo en cuenta el DOE que se ha elegido, en total se han generado 45 puntos. Dichos puntos definen los valores de las variables de entrada de cara a plantear los 45 casos que se deberán simular en Autodyn. La Tabla

21 recoge un listado con todos los casos simulados y su resultado, lo que denominamos ‘respuesta’. La respuesta en kPa es la máxima tensión a tracción que se genera en la membrana durante todo el proceso de simulación en Autodyn. Como a la membrana se le ha dado un espesor ficticio de 10 mm (para todos los casos), es necesario transformar a fuerza por unidad de ancho esa tensión, por eso se representa también en la última columna el resultado en unidades de kN/m anchura de la membrana. Estas últimas unidades son las que se emplearán en los modelos de regresión.

#### 5.2.5. - MODELO DE REGRESIÓN

Este apartado tiene por objeto el presentar distintos modelos de regresión, con el objeto de seleccionar el más adecuado de cara a pronosticar nuevos valores que se pretendan calcular. Los coeficientes del modelo de regresión se han estimado por el método de mínimos cuadrados. Si se pretende obtener una solución exacta de un problema específico a resolver, se aconseja recurrir a una simulación en Autodyn (o mediante otro programa explícito que disponga de SPH).

El parámetro estadístico más recomendable para comparar y establecer un criterio de aceptación entre distintos modelos de regresión es el coeficiente de determinación predeterminado ( $R^2_{pred}$ ). Teniendo en cuenta que lo que se busca en un modelo no es sólo que explique la variabilidad de las observaciones (en este caso simulaciones) empleadas para estimar los coeficientes del modelo, sino que también para pronosticar nuevos resultados, el coeficiente de determinación ( $R^2$ ), ni el coeficiente de determinación ajustado ( $R^2_{adj}$ ) son los estadísticos más idóneos para comparar modelos (ver Tabla 22).

Tabla 21.- Casos simulados.

CASO	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	x <sub>3</sub>	x <sub>4</sub>	x <sub>5</sub>	x <sub>6</sub>	RESPUESTA (kPa)	RESPUESTA (*) (kN/m)
1	1	2	40	2	150	10	13704	137,04
2	3	2	40	2	150	20	35612	356,12
3	1	6	40	2	150	20	22386	223,86
4	3	6	40	2	150	10	53179	531,79
5	1	2	70	2	150	20	7901	79,01
6	3	2	70	2	150	10	16885	168,85
7	1	6	70	2	150	10	11355	113,55
8	3	6	70	2	150	20	28142	281,42
9	1	2	40	6	150	20	9116	91,16
10	3	2	40	6	150	10	52023	520,23
11	1	6	40	6	150	10	18724	187,24
12	3	6	40	6	150	20	116300	1163,00
13	1	2	70	6	150	10	4101	41,01
14	3	2	70	6	150	20	20983	209,83
15	1	6	70	6	150	20	9466	94,66
16	3	6	70	6	150	10	45202	452,02
17	1	2	40	2	400	20	23154	231,54
18	3	2	40	2	400	10	46419	464,19
19	1	6	40	2	400	10	33310	333,10
20	3	6	40	2	400	20	54740	547,40
21	1	2	70	2	400	10	11124	111,24
22	3	2	70	2	400	20	22839	228,39
23	1	6	70	2	400	20	15932	159,32
24	3	6	70	2	400	10	36234	362,34
25	1	2	40	6	400	10	11808	118,08
26	3	2	40	6	400	20	85337	853,37
27	1	6	40	6	400	20	33371	333,71
28	3	6	40	6	400	10	149260	1492,60
29	1	2	70	6	400	20	7210	72,10
30	3	2	70	6	400	10	28148	281,48
31	1	6	70	6	400	10	9370	93,70
32	3	6	70	6	400	20	76587	765,87
33	0	4	55	4	275	15	0	0,00
34	4	4	55	4	275	15	83434	834,34
35	2	0	55	4	275	15	0	0,00
36	2	8	55	4	275	15	40495	404,95
37	2	4	25	4	275	15	73261	732,61
38	2	4	85	4	275	15	5988	59,88
39	2	4	55	0	275	15	0	0,00
40	2	4	55	8	275	15	39314	393,14
41	2	4	55	4	25	15	22670	226,70
42	2	4	55	4	525	15	58114	581,14
43	2	4	55	4	275	5	44102	441,02
44	2	4	55	4	275	25	48363	483,63
45	2	4	55	4	275	15	47893	478,93

(\*) Es el valor en kPa obtenido en la simulación multiplicado por el espesor ficticio adoptado para la membrana en AUTODYN (0,01 m). El valor final obtenido, es resistencia a tracción por unidad de ancho de la membrana

Así mismo, se ha considerado como siguiente parámetro estadístico de cara a elegir un modelo u otro, la desviación típica de los residuos. Ello se debe al hecho de que cuando se quiera estimar un valor empleando el modelo de regresión, será necesario aplicarle una determinada incertidumbre; es decir, una constante de mayoración adicional que nos permita estar del lado de la seguridad. Dicha incertidumbre se calcula en función de la desviación típica de los residuos del modelo. Cuanto menor sea este estadístico, más ajustaremos el resultado del modelo a la realidad, evitando de esta manera sobredimensionamientos.

En primer lugar se ha generado la superficie de respuesta asociada a los 45 casos simulados. La superficie de respuesta no deja de ser un modelo de regresión en donde se consideran términos lineales, términos cuadráticos e interacciones entre parejas de dos variables, además del término independiente. De forma general, si se consideran 6 variables de entrada, el modelo estará constituido por 27 términos más el término independiente. En la Tabla 23 se ha indicado el valor p de cada uno de los coeficientes asociado a cada término del modelo, así como el coeficiente de determinación pronosticado. Valores de p superiores a 0,05 implican que el término asociado no tiene apenas influencia en la respuesta del modelo con lo cual se podría eliminar del modelo.

Como primera conclusión relevante al modelo presentado en la Tabla 23, se puede observar que la tensión máxima en la membrana no depende del diámetro del cable de refuerzo ( $x_6$ ).

Tabla 22.- Coeficientes de determinación. Aplicación.

Estadístico	Definición	Expresión	Aplicación
$R^2 (b_0 \neq 0)$	Porcentaje de la variabilidad del conjunto de datos explicado por el modelo	$R^2 = 1 - \frac{\sum_i (y_i - f_i)^2}{\sum_i (y_i - \bar{y})^2}$	Se emplea para comparar modelos de regresión con igual número de variables y/o observaciones, con término independiente. Cuanto más próximo a 1, mejor es el modelo.
$R^2 (b_0 = 0)$	Porcentaje de la variabilidad del conjunto de datos explicado por el modelo, cuando no tiene término independiente	$R^2 = 1 - \frac{\sum_i (y_i - f_i)^2}{\sum_i y_i^2}$	Se emplea para comparar modelos de regresión con igual número de variables y/o observaciones y sin término independiente. No se pueden comparar los $R^2$ de un modelo con $b_0 \neq 0$ y otro con $b_0 = 0$ .
$R^2_{adj} (b_0 \neq 0)$	Se aplica al $R^2$ unas correcciones en función del número de variables a estimar y del número de observaciones (datos).	$R^2 = 1 - \left( \frac{n-1}{n-p-1} \right) \left( \frac{\sum_i (y_i - f_i)^2}{\sum_i (y_i - \bar{y})^2} \right)$	Se emplea para comparar modelos de regresión con distinto número de variables y/o observaciones, con término independiente. Penaliza cuando el modelo tiene más variables y premia el que haya más observaciones
$R^2_{adj} (b_0 = 0)$	Idem al anterior, cuando no existe término independiente	$R^2 = 1 - \left( \frac{n-1}{n-p-1} \right) \left( \frac{\sum_i (y_i - f_i)^2}{\sum_i y_i^2} \right)$	Se emplea para comparar modelos de regresión con distinto número de variables y/o observaciones, sin término independiente.
$R^2_{pred} (b_0 \neq 0)$	Los valores estimados $\hat{f}_i$ de cada observación se calculan generando un modelo de regresión que no la incluya.	$R^2_{pred} = 1 - \frac{\sum_i (y_i - \hat{f}_i)^2}{\sum_i (y_i - \bar{y})^2}$	Se emplea cuando es el criterio de elección entre modelos es la precisión en el pronóstico de nuevos valores, y no tanto el buen ajuste a las observaciones empleadas.
$R^2_{pred} (b_0 = 0)$	Idem al anterior, cuando no existe término independiente	$R^2_{pred} = 1 - \frac{\sum_i (y_i - \hat{f}_i)^2}{\sum_i y_i^2}$	Cuando se comparan modelos sin término independiente.
$s_{res}$	Desviación típica de los residuos (diferencia entre el valor observado y el pronosticado con el modelo)	$s_{res} = \sqrt{\frac{\sum_i (res_i - \overline{res})^2}{n-1}}$	Incertidumbres de resultado. Cuanto menor sea la desviación típica de los residuos, menor incertidumbre del modelo.

$b_0$ : Término independiente del modelo de regresión

$y_i$ : Observación  $i$ -ésimo

$f_i$ : Valor  $i$ -ésimo estimado por el modelo

$\bar{y}$ : Media de todas las observaciones

$\hat{f}_i$ : Valor  $i$ -ésimo estimado, sin considerar para el modelo la observación  $i$ -ésima

$n$ : Número de datos

$p$ : Número de  $t^{ps}$  del modelo incluyendo  $t^{os}$  cuadráticos e interacciones, sin incluir el independiente

$res$ : Residuo,  $y_i - \bar{y}$

Tabla 23.- Modelo 1: 27 términos + independiente.

<b>Término</b>	<b>Coefficiente</b>	<b>p-valor</b>	<b>R<sup>2</sup><sub>pred</sub></b>	<b>S<sub>res</sub> (kN/m)</b>
Independiente	-245,054	0,732	62,62%	68,91
x <sub>1</sub>	64,871	0,668		
x <sub>2</sub>	90,331	0,240		
x <sub>3</sub>	10,353	0,435		
x <sub>4</sub>	21,424	0,776		
x <sub>5</sub>	0,266	0,831		
x <sub>6</sub>	-22,625	0,525		
(x <sub>1</sub> ) <sup>2</sup>	6,773	0,768		
(x <sub>2</sub> ) <sup>2</sup>	-11,725	0,054		
(x <sub>3</sub> ) <sup>2</sup>	0,007	0,946		
(x <sub>4</sub> ) <sup>2</sup>	-12,094	0,047		
(x <sub>5</sub> ) <sup>2</sup>	0,000	0,880		
(x <sub>6</sub> ) <sup>2</sup>	0,722	0,436		
x <sub>1</sub> ·x <sub>2</sub>	29,000	0,009		
x <sub>1</sub> ·x <sub>3</sub>	-4,765	0,002		
x <sub>1</sub> ·x <sub>4</sub>	49,295	0,000		
x <sub>1</sub> ·x <sub>5</sub>	0,207	0,205		
x <sub>1</sub> ·x <sub>6</sub>	-0,116	0,977		
x <sub>2</sub> ·x <sub>3</sub>	-0,948	0,165		
x <sub>2</sub> ·x <sub>4</sub>	12,650	0,019		
x <sub>2</sub> ·x <sub>5</sub>	0,035	0,657		
x <sub>2</sub> ·x <sub>6</sub>	-0,864	0,665		
x <sub>3</sub> ·x <sub>4</sub>	-1,487	0,036		
x <sub>3</sub> ·x <sub>5</sub>	-0,009	0,410		
x <sub>3</sub> ·x <sub>6</sub>	0,104	0,695		
x <sub>4</sub> ·x <sub>5</sub>	0,088	0,276		
x <sub>4</sub> ·x <sub>6</sub>	1,601	0,425		
x <sub>5</sub> ·x <sub>6</sub>	-0,021	0,520		

A continuación, se genera una curva de respuesta (Tabla 24) en donde únicamente se consideran los términos en donde el p-valor del modelo anterior es menor a 0,05. El proceso a seguir es ir eliminando los términos con p-valor > 0,05 de uno en uno hasta conseguir una superficie de respuesta en donde todos sus términos tengan un p-valor < 0,05. Hemos tomado también el término de  $x^2$ , ya que si bien su p-valor es superior a 0,05, está muy próximo y contribuye, aunque en pequeña medida, a explicar el modelo.

Tabla 24.- Modelo 2: 7 términos+independiente.

<b>Término</b>	<b>Coficiente</b>	<b>p-valor</b>	<b>R<sup>2</sup><sub>pred</sub></b>	<b>s<sub>res</sub> (kN/m)</b>
Independiente	307,867	0,000	85,82%	145,85
$(x_2)^2$	-10,019	0,002		
$(x_4)^2$	-10,517	0,009		
$x_1 \cdot x_2$	35,016	0,000		
$x_1 \cdot x_3$	-3,012	0,000		
$x_1 \cdot x_4$	55,182	0,000		
$x_2 \cdot x_4$	14,755	0,003		
$x_3 \cdot x_4$	-0,831	0,031		

Posteriormente se genera un modelo únicamente con 5 términos lineales y considerando el término independiente (Tabla 25). De esta manera se comprueba el grado de ajuste a un modelo lineal sencillo de únicamente 5 variables.

Tabla 25.- Modelo 3: 5 términos + independiente.

<b>Término</b>	<b>Coficiente</b>	<b>p-valor</b>	<b>R<sup>2</sup><sub>pred</sub></b>	<b>s<sub>res</sub> (kN/m)</b>
Independiente	-48,611	0,753	84,24%	163,59
$x_1$	198,181	0,000		
$x_2$	49,773	0,001		
$x_3$	-9,025	0,000		
$x_4$	40,340	0,005		
$x_5$	0,501	0,028		

A la vista de los modelos anteriores, en principio deberíamos optar bien por el Modelo 1 ó 2. El primero tiene como ventaja un menor valor de  $s_{res}$ , mientras que el Modelo 2 posee un menor  $R^2_{pred}$ . No obstante, de cara a no tomar un rango de valores de tensión máxima en la membrana poco realista teniendo en cuenta los productos que existen en el mercado, se ha considerado adecuado realizar una selección de aquellas simulaciones cuyo resultado sea inferior o igual al valor de resistencia a tracción que pueda proporcionar el mejor producto de mercado. En la Tabla 26 se muestra una tabla con distintas tipologías de membranas (redes de cable y mallas de alta resistencia) de Geobrugg. Si bien no se dispone de los datos relativos a las resistencias a tracción de otros fabricantes tales como Maccaferri o Iberotalud, sí que pueden servir de referencia los valores del sistema Pentifix, ya que es también una red de cables con tamaños de cuadrícula similares a los suministrados por otros fabricantes. Se puede comprobar que la máxima resistencia a tracción no supera los 360 kN/m de anchura. Realizando esta criba de valores, lo que se consigue, además, es disminuir la desviación típica de los residuos, de tal manera que se evita un excesivo sobredimensionamiento.

Tabla 26.- Membranas comerciales. Resistencia a tracción,  $F_{max}$  (Luis Fonseca 2010).

MODELO		$F_{max}$ (kN/m) (*)
PENTIFIX (Red de cable de 8 mm)	TD-15 (Luz:300 mm)	85
	TD-20 (Luz:250 mm)	105
	TD-25 (Luz:200 mm)	135
	TD-30 (Luz:150 mm)	175
TECCO G-65 (Malla de alambre de alta resistencia)	3 mm	150
	4 mm	220
SPIDER (Malla de alambre de alta resistencia)	G-230	220
	G-130	360

(\*) Los datos provienen de ensayos en laboratorio con confinamiento lateral

Adoptando como umbral de resistencia máxima a la tracción los 360 kN/m, de las 45 simulaciones realizadas, nos quedaremos con un total de 24. Se han eliminado además, los resultados nulos, ya que son casos extremos irreales y generan residuos excesivos.

Tabla 27.- Casos seleccionados.  $60 \text{ kN/m} < \text{RESPUESTA} \leq 356 \text{ kN/m}$ .

CASO	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	x <sub>3</sub>	x <sub>4</sub>	x <sub>5</sub>	x <sub>6</sub>	RESPUESTA (kPa)	RESPUESTA (kN/m)
1	1	2	40	2	150	10	13704	137,04
2	3	2	40	2	150	20	35612	356,12
3	1	6	40	2	150	20	22386	223,86
5	1	2	70	2	150	20	7901	79,01
6	3	2	70	2	150	10	16885	168,85
7	1	6	70	2	150	10	11355	113,55
8	3	6	70	2	150	20	28142	281,42
9	1	2	40	6	150	20	9115,9	91,16
11	1	6	40	6	150	10	18724	187,24
13	1	2	70	6	150	10	4101,1	41,01
14	3	2	70	6	150	20	20983	209,83
15	1	6	70	6	150	20	9466,3	94,66
17	1	2	40	2	400	20	23154	231,54
19	1	6	40	2	400	10	33310	333,10
21	1	2	70	2	400	10	11124	111,24
22	3	2	70	2	400	20	22839	228,39
23	1	6	70	2	400	20	15932	159,32
25	1	2	40	6	400	10	11808	118,08
27	1	6	40	6	400	20	33371	333,71
29	1	2	70	6	400	20	7209,7	72,10
30	3	2	70	6	400	10	28148	281,48
31	1	6	70	6	400	10	9370,2	93,70
38	2	4	85	4	275	15	5988,5	59,89
41	2	4	55	4	25	15	22670	226,70

En la Tabla 28 se muestra un modelo con términos lineales, cuadráticos e interacciones de las 5 variables que influyen x<sub>1</sub>, x<sub>2</sub>, x<sub>3</sub>, x<sub>4</sub>, x<sub>5</sub>. Los términos cuadráticos (x<sub>2</sub>)<sup>2</sup>, (x<sub>4</sub>)<sup>2</sup>, (x<sub>5</sub>)<sup>2</sup> no han podido ser estimados debido a la falta de datos.

Tabla 28.- Modelo 4: 17 términos + independiente.

Término	Coefficiente	p-valor	$R^2_{pred}$ (*)	$S_{res}$ (kN/m) (*)
Independiente	-351,311	0,154	-%	-
$x_1$	175,664	0,159		
$x_2$	31,015	0,131		
$x_3$	11,890	0,075		
$x_4$	-31,373	0,103		
$x_5$	0,567	0,070		
$(x_1)^2$	-7,406	0,780		
$(x_3)^2$	-0,073	0,196		
$x_1 \cdot x_2$	13,550	0,053		
$x_1 \cdot x_3$	-2,573	0,014		
$x_1 \cdot x_4$	12,743	0,029		
$x_1 \cdot x_5$	0,106	0,188		
$x_2 \cdot x_3$	-0,713	0,019		
$x_2 \cdot x_4$	1,812	0,324		
$x_2 \cdot x_5$	0,029	0,325		
$x_3 \cdot x_4$	0,070	0,766		
$x_3 \cdot x_5$	-0,009	0,047		
$x_4 \cdot x_5$	-0,013	0,604		

(\*) Apalancamiento para determinadas estimaciones. No se puede calcular  $R^2_{pred}$  y  $S_{res}$

El modelo 5 presenta apalancamiento para determinadas estimaciones (valores calculados con el modelo ajustado); es decir, que para pequeñas variaciones de un término, la respuesta variaría enormemente, por lo tanto este modelo no es adecuado.

A continuación, el proceso a seguir es ir eliminando aquellos términos con mayor p-valor de uno en uno hasta que obtengamos una superficie de respuesta que no tenga apalancamiento. En la Tabla 29 se muestra la primera curva de respuesta en donde no existe apalancamiento.

Tabla 29.- Modelo 5: 14 términos + independiente.

Término	Coefficiente	p-valor	$R^2_{pred}$ (*)	$s_{res}$ (kN/m) (*)
Independiente	-305,466	0,044	84,86%	14,36
$x_1$	145,834	0,003		
$x_2$	31,237	0,068		
$x_3$	11,331	0,024		
$x_4$	-32,256	0,005		
$x_5$	0,508	0,033		
$(x_3)^2$	-0,065	0,115		
$x_1 \cdot x_2$	13,465	0,018		
$x_1 \cdot x_3$	-2,603	0,002		
$x_1 \cdot x_4$	13,561	0,003		
$x_1 \cdot x_5$	0,103	0,122		
$x_2 \cdot x_3$	-0,718	0,004		
$x_2 \cdot x_4$	1,885	0,218		
$x_2 \cdot x_5$	0,028	0,247		
$x_3 \cdot x_5$	-0,009	0,017		

Se ha probado también a tratar de reducir el modelo a uno con menos términos. El proceso a seguir es ir eliminando los términos con  $p\text{-valor} > 0,05$  de uno en uno hasta conseguir una superficie de respuesta en donde todos sus términos tengan un  $p\text{-valor} < 0,05$ . No obstante, el reducir en exceso los términos no siempre mejora el  $R^2_{pred}$  ni tampoco el  $s_{res}$ . En la Tabla 30 se muestra un modelo en donde los p-valores  $< 0,05$ .

Comprobaremos, además, los estadísticos que proporciona un modelo lineal sencillo de 5 variables (ver Tabla 31). Vemos que p-valor asociado al término de  $x_4$  es mayor a 0,05, lo cual indica una escasa influencia en la respuesta del modelo. Es por ello que se ha generado también un modelo en donde se ha eliminado este término (ver Tabla 32) para comprobar que

el  $R^2_{pred}$  apenas aumenta y sin embargo los residuos generados sí que son algo superiores.

Tabla 30.- Modelo 6: 8 términos + independiente.

<b>Término</b>	<b>Coefficiente</b>	<b>p-valor</b>	<b><math>R^2_{pred}</math></b>	<b><math>s_{res}</math> (kN/m)</b>
Independiente	-200,658	0,081 (*)	76,01%	21,69
$x_1$	188,537	0,000		
$x_2$	56,971	0,001		
$x_4$	-21,263	0,004		
$x_5$	0,691	0,004		
$x_1 \cdot x_3$	-2,127	0,003		
$x_1 \cdot x_4$	10,107	0,015		
$x_2 \cdot x_3$	-0,624	0,012		
$x_2 \cdot x_5$	-0,008	0,029		

(\*) Se mantiene el término independiente, aunque su p-valor > 0,05, para poder comparar  $R^2_{pred}$  con otros modelos.

Tabla 31.- Modelo 7: 5 términos + independiente.

<b>Término</b>	<b>Coefficiente</b>	<b>p-valor</b>	<b><math>R^2_{pred}</math></b>	<b><math>s_{res}</math> (kN/m)</b>
Independiente	187,405	0,001	72,48%	36,77
$x_1$	87,946	0,000		
$x_2$	19,866	0,001		
$x_3$	-4,264	0,000		
$x_4$	-6,805	0,149		
$x_5$	0,211	0,006		

Tabla 32.- Modelo 8: 4 términos + independiente.

<b>Término</b>	<b>Coefficiente</b>	<b>p-valor</b>	<b><math>R^2_{pred}</math></b>	<b><math>s_{res}</math> (kN/m)</b>
Independiente	160,047	0,002	72,51%	39,02
$x_1$	90,634	0,000		
$x_2$	20,300	0,001		
$x_3$	-4,327	0,000		
$x_5$	0,207	0,008		

Y comprobaremos, como último modelo, el aplicar una transformación Box-Cox. El programa Minitab calcula el  $R^2$  óptimo de tres transformaciones  $y^{0,5}$ ,  $y^2$ ,  $\ln(y)$ . Para la transformación óptima ( $y^{0,5}$ ), el programa calcula los coeficientes de regresión con sus p-valores (ver Tabla 33).

Tabla 33.- Modelo 9:  $y=(a_0+a_1x_1+ a_2x_2+ a_3x_3+ a_4x_4+ a_5x_5)^{0,5}$ .

Término	Coefficiente	p-valor	$R^2_{pred}$	$s_{res}$ (kN/m)
Independiente	13,459	0,000	77,11%	33,53
$x_1$	3,385	0,000		
$x_2$	0,776	0,000		
$x_3$	-0,165	0,000		
$x_4$	-0,306	0,071		
$x_5$	0,008	0,004		

Se muestra en la Tabla 34 un resumen con los principales modelos analizados y sus estadísticos.

Tabla 34.- Tabla resumen con los modelos de regresión.

Modelo	Nº datos	Términos	Rango (kN/m) (*)	$R^2_{pred}$	$s_{res}$ (kN/m)
1	45	27+independiente	0-1492	62,62%	68,91
2	45	7+independiente	0-1492	85,82%	145,85
3	45	5+independiente	0-1492	84,24%	163,59
4	24	17+independiente	60-356	-%	-
<b>5</b>	<b>24</b>	<b>14+independiente</b>	<b>60-356</b>	<b>84,86%</b>	<b>14,36</b>
6	24	8+independiente	60-356	76,01%	21,69
7	24	5+independiente	60-356	72,48%	36,77
8	24	4+independiente	60-356	72,51%	39,02
9	24	$y=(a_0+a_1x_1+ a_2x_2+ a_3x_3+ a_4x_4+ a_5x_5)^{0,5}$	60-356	77,11%	33,53

(\*) El rango corresponde al modelo sin aplicarle la incertidumbre. Se ha obtenido tomando los datos mínimo y máximo para cada conjunto de valores tomados

A la vista de los estadísticos de los distintos modelos, optamos por elegir al Modelo 5, ya que es el que posee un menor valor de  $s_{res}$ . Su valor de  $R^2_{pred}$  es el segundo más bajo por debajo del que presenta el Modelo 2. Sin embargo, se descarta el elegir el Modelo 2 ya que proporciona un valor de  $s_{res}$  diez veces superior. Se representa en la expresión [47] la expresión completa del modelo con tres cifras significativas para los coeficientes.

$$F(kN/m) = -305 + 145x_1 + 31,2x_2 + 11,3x_3 - 32,3x_4 + 0,508x_5 - 0,065x_3^2 - 2,60x_1x_3 \dots \\ \dots + 13,6x_1x_4 + 0,103x_1x_5 - 0,718x_2x_3 + 1,89x_2x_4 + 0,028x_2x_5 - 0,009x_3x_5 \quad [47]$$

Cuando se pretenda calcular un valor de fuerza a tracción de la membrana en función de los parámetros de entrada mediante el modelo de regresión se deberá emplear la expresión [47], y, además, se le deberá sumar su correspondiente incertidumbre. El valor de la incertidumbre del modelo será la desviación típica de los residuos multiplicado por un factor de cobertura que represente una probabilidad del 5% de que el valor real sea superior al valor calculado. Considerando una distribución t-Student de 1 cola con 9 grados de libertad (24 datos - 15 términos, incluyendo el independiente), el factor de cobertura es de 1,83. Por lo tanto la incertidumbre del modelo será de  $1,83 \times 14,36 \approx 26$  kN/m. Dicho valor se deberá sumar a la expresión [47], obteniendo de esta manera la expresión final con su incertidumbre (expresión [48]).

$$F(kN/m) = -279 + 145x_1 + 31,2x_2 + 11,3x_3 - 32,3x_4 + 0,508x_5 - 0,065x_3^2 - 2,60x_1x_3 \dots \\ \dots + 13,5x_1x_2 + 13,6x_1x_4 + 0,103x_1x_5 - 0,718x_2x_3 + 1,89x_2x_4 + 0,028x_2x_5 - 0,009x_3x_5 \quad [48]$$

#### 5.2.6. - COMPROBACIÓN DE LAS HIPÓTESIS

Para poder finalmente aceptar el Modelo 5 es necesario comprobar que se cumplen todas las hipótesis necesarias para ajustar una serie de datos a un modelo de regresión. En la Tabla 35 se muestra un resumen con todas las pruebas estadísticas realizadas para comprobar cada una de las hipótesis.

Tal y como refleja la última columna, el Modelo 5 satisface todas las hipótesis.

Tabla 35.- Comprobación de las hipótesis del modelo de regresión.

HIPÓTESIS	TIPO DE COMPROBACIÓN	CRITERIO	VALOR	CUMPLE
NORMALIDAD DE LOS RESIDUOS	Prueba de normalidad (Anderson-Darling)	$AD < 0,751$	$AD = 0,553$	SI
MEDIA NULA DE LOS RESIDUOS	Test de hipótesis $H_0: \mu_{RES} \neq 0$	$p > 0,05$	$p = 1,000$	SI
INDEPENDENCIA DE LOS RESIDUOS FRENTE A LA RESPUESTA	Regresión lineal residuos vs. respuesta	$p_{ajuste} > 0,05$	$p = 0,474$	SI
INDEPENDENCIA DE LOS RESIDUOS FRENTE A LAS VARIABLES (Homocedasticidad: varianza nula de los residuos)	Regresión lineal residuos vs. variables	$p_{ajuste} > 0,05$	$p = 1,000$	SI
INDEPENDENCIA DE LOS RESIDUOS ENTRE ELLOS	Contraste Durbin-Watson	$d > 2$	$d = 2,55$	SI
INDEPENDENCIA ENTRE LAS VARIABLES PREDICTORAS	Análisis de componentes principales (*)	Valores propios $> 0$	$x_1: 1,4841$ $x_2: 1,1091$ $x_3: 0,9563$ $x_4: 0,9301$ $x_5: 0,5204$	SI

(\*) Se realizó también una análisis de componentes principales con los 14 términos, resultando 6 componentes principales con valores propios  $> 0$ . No obstante al realizar una regresión lineal con los 6 componentes principales, el  $R^2_{pred}$  era de 58,76% y  $s_{res}$  de 40,36 kN/m; luego, se desestimó este modelo.

### 5.3.- FUERZA DE TRACCIÓN EN LOS CABLES DE REFUERZO

#### 5.3.1. - GENERALIDADES

De la misma manera que para el caso de la membrana, el propósito de este apartado es proporcionar a los redactores de proyectos, fabricantes o instaladores un modelo de regresión para poder calcular de forma aproximada la fuerza de tracción máxima que se genera en la membrana como consecuencia del deslizamiento de un suelo sin tener que recurrir a

realizar una simulación numérica para simular todo el fenómeno. el modelo está mayorado por la adición de una componente de incertidumbre, tal y como se hizo para el modelo de regresión de la fuerza a tracción en la membrana. si se pretende obtener una solución exacta de un problema específico a resolver, se aconseja recurrir a una simulación completa y extraer de ella los valores de tensión en la membrana, presión y compresión volumétrica en los muelles.

Aprovecharemos los datos de las simulaciones ya realizadas para determinar la fuerza máxima acaecida en los cables de refuerzo durante todo el proceso de simulación. Para ello será necesario tomar el valor máximo del archivo histórico con la presión hidrostática ‘p’ en los muelles que proporciona Autodyn. A partir de ese valor, calcular la tensión ‘T’ a tracción en el cable de refuerzo empleando el procedimiento establecido en el apartado 5.2.3.5. En la Figura 91 se muestra un listado con el dato de ‘Presión’ y ‘ $\Delta v/v$ ’, extraído de las simulaciones en Autodyn, y del cálculo de la tensión  $T_{\text{CABLE}}$  a través de la ecuación de la deformada de la parábola.

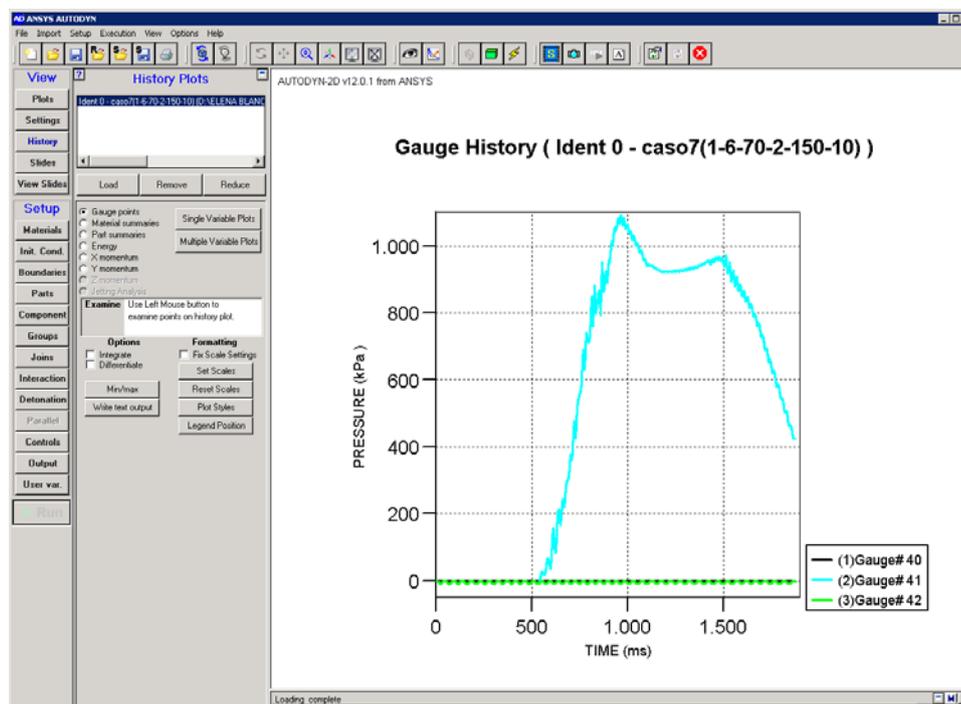


Figura 91.- Presión hidrostática p en los muelles (PRESSURE) durante la simulación en distintos puntos (Gauge)

Tabla 36.- Fuerza en los cables de refuerzo.

CASO	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	x <sub>3</sub>	x <sub>4</sub>	x <sub>5</sub>	x <sub>6</sub>	PRESIÓN (kPa)	q <sub>CABLE</sub> (kN/m)	Δv/v	y <sub>CABLE</sub> (mm)	a <sub>PARABOLA</sub> (mm <sup>-1</sup> )	θ <sub>CABLE</sub> (rad)	θ <sub>CABLE</sub> (°)	T <sub>CABLE</sub> (kN)
1	1	2	40	2	150	10	5,04E+03	5,04E+01	6,85E-02	68	6,85E-05	0,14	8	371
2	3	2	40	2	150	20	3,81E+04	3,81E+02	9,24E-02	92	9,24E-05	0,18	10	2097
3	1	6	40	2	150	20	2,11E+04	2,11E+02	6,74E-02	67	6,74E-05	0,13	8	1579
5	1	2	70	2	150	20	2,37E+03	2,37E+01	1,95E-02	19	1,95E-05	0,04	2	609
6	3	2	70	2	150	10	1,33E+04	1,33E+02	1,14E-01	114	1,14E-04	0,23	13	595
7	1	6	70	2	150	10	6,99E+03	6,99E+01	8,16E-02	82	8,16E-05	0,16	9	434
8	3	6	70	2	150	20	2,90E+04	2,90E+02	7,99E-02	80	7,99E-05	0,16	9	1836
9	1	2	40	6	150	20	7,74E+03	7,74E+01	2,08E-01	208	2,32E-05	0,14	8	1687
11	1	6	40	6	150	10	1,54E+04	1,54E+02	6,34E-01	634	7,04E-05	0,40	23	1189
13	1	2	70	6	150	10	2,51E+03	2,51E+01	2,49E-01	249	2,76E-05	0,16	9	460
14	3	2	70	6	150	20	1,29E+04	1,29E+02	2,72E-01	272	3,02E-05	0,18	10	2163
15	1	6	70	6	150	20	7,91E+03	7,91E+01	2,11E-01	211	2,34E-05	0,14	8	1705
17	1	2	40	2	400	20	4,43E+03	4,43E+01	2,83E-02	28	2,83E-05	0,06	3	785
19	1	6	40	2	400	10	2,06E+04	2,06E+02	1,44E-01	144	1,44E-04	0,28	16	744
21	1	2	70	2	400	10	2,34E+03	2,34E+01	4,51E-02	45	4,51E-05	0,09	5	261
22	3	2	70	2	400	20	1,39E+04	1,39E+02	5,39E-02	54	5,39E-05	0,11	6	1302
23	1	6	70	2	400	20	7,69E+03	7,69E+01	3,87E-02	39	3,87E-05	0,08	4	996
25	1	2	40	6	400	10	4,63E+03	4,63E+01	3,42E-01	342	3,80E-05	0,22	13	625
27	1	6	40	6	400	20	2,68E+04	2,68E+02	3,98E-01	398	4,42E-05	0,26	15	3138
29	1	2	70	6	400	20	2,61E+03	2,61E+01	1,16E-01	116	1,29E-05	0,08	4	1011
30	3	2	70	6	400	10	1,23E+04	1,23E+02	5,64E-01	564	6,27E-05	0,36	21	1047
31	1	6	70	6	400	10	3,04E+03	3,04E+01	2,75E-01	275	3,06E-05	0,18	10	506
38	2	4	85	4	275	15	1,65E+03	1,65E+01	2,20E-01	220	5,49E-05	0,22	12	154
41	2	4	55	4	275	15	1,58E+04	1,58E+02	7,03E-01	703	1,76E-04	0,61	35	550

### 5.3.2. - VARIABLES

Se ha planteado un modelo de regresión en donde la variable respuesta  $T_{CABLE}$ , depende de las mismas variables de entrada que para el modelo que describe la fuerza a tracción en la membrana,  $T_{MEM}$ , y además se ha añadido como variable de entrada la propia  $T_{MEM}$ .

- $x_1$ : Profundidad (m): profundidad del círculo de rotura
- $x_2$ : Radio/ Profundidad: relación entre el radio del círculo y la profundidad del mismo
- $x_3$ : Ángulo del talud (°)

- $x_4$ : Espaciamiento vertical entre muelles (m): separación entre dos filas horizontales de cables de refuerzo.
- $x_5$ : Módulo compresibilidad K de la membrana (kPa): el parámetro elástico básico en Autodyn es el módulo compresibilidad K en lugar del módulo de Young E, como suele ser más frecuente en otros programas de elementos finitos.
- $x_6$ : Diámetro del cable de refuerzo (mm)
- $T_{MEM}$ : Fuerza de tracción en la membrana (kN)

### 5.3.3. - MODELO DE REGRESIÓN

De la misma forma que se indicaba en el apartado 5.2.5, en este apartado se muestran distintos modelos de regresión útiles para calcular la fuerza a tracción que se genera en los cables sin tener que recurrir a simulaciones. Para ello se han empleado los 24 casos simulados en donde la fuerza a tracción en la membrana está comprendida entre 60 kN/m y 356 kN/m (ver Tabla 36).

Indicar, que al plantear un modelo de regresión con términos lineales, cuadráticos e interacciones, el software generó un modelo determinístico con 23 coeficientes + la variable independiente, el cual fue descartado por su falta de verosimilitud, no mostrándose si quiera los coeficientes.

A continuación, se planteó un modelo de regresión en donde la variable respuesta  $T_{CABLE}$ , depende de forma lineal de las 7 variables de entrada consideradas (ver Tabla 37).

Tabla 37.- Modelo 1: 7 términos+independiente.

<b>Término</b>	<b>Coeficiente</b>	<b>p-valor</b>	<b>R<sup>2</sup><sub>pred</sub></b>	<b>s<sub>res</sub> (kN)</b>
Independiente	-1373,110	0,039	60,06%	310,97
X <sub>1</sub>	63,020	0,770		
X <sub>2</sub>	50,620	0,411		
X <sub>3</sub>	-5,210	0,628		
X <sub>4</sub>	165,070	0,001		
X <sub>5</sub>	-0,450	0,563		
X <sub>6</sub>	84,540	0,000		
T <sub>MEM</sub>	3,680	0,106		

Como pasos siguientes, se van generando de forma progresiva modelos en donde se van descartando una a una las variables con p-valores > 0,05, comenzando por los más altos, hasta llegar a un modelo en donde todos los valores son < 0,05. En la Tabla 38 se muestra un modelo lineal en donde únicamente se consideran las variables cuyo p-valor < 0,05.

Tabla 38.- Modelo 2: 3 términos+independiente.

<b>Término</b>	<b>Coeficiente</b>	<b>p-valor</b>	<b>R<sup>2</sup><sub>pred</sub></b>	<b>s<sub>res</sub> (kN)</b>
Independiente	-1661,370	0,000	70,27%	331,97
X <sub>4</sub>	167,380	0,000		
X <sub>6</sub>	84,620	0,000		
T <sub>MEM</sub>	4,490	0,000		

Generaremos, a su vez, un modelo (ver Tabla 39) en donde aparezcan también términos cuadráticos e interacciones de las 3 variables consideradas en el modelo anterior. Vemos que no todas las interacciones y términos cuadráticos pueden ser estimados debido a la falta de datos iniciales.

Tabla 39.- Modelo 3: 6 términos + independiente.

<b>Término</b>	<b>Coefficiente</b>	<b>p-valor</b>	<b>R<sup>2</sup><sub>pred</sub> (*)</b>	<b>s<sub>res</sub> (kN)</b>
Independiente	1419,280	0,104	77,77%	239,23
X <sub>4</sub>	-1175,660	0,013		
X <sub>6</sub>	35,220	0,200		
T <sub>MEM</sub>	-2,250	0,406		
(X <sub>4</sub> ) <sup>2</sup>	158,080	0,007		
X <sub>4</sub> ·T <sub>MEM</sub>	0,470	0,182		
X <sub>6</sub> ·T <sub>MEM</sub>	0,290	0,044		

En relación al modelo 3, si procedemos a ir eliminando términos con p-valor >0,05 de uno en uno hasta llegar a seleccionar un modelo con p-valores todos >0,05, obtendríamos el Modelo 4 (ver Tabla 40).

Tabla 40.- Modelo 4: 4 términos + independiente.

<b>Término</b>	<b>Coefficiente</b>	<b>p-valor</b>	<b>R<sup>2</sup><sub>pred</sub> (*)</b>	<b>s<sub>res</sub> (kN)</b>
Independiente	965,070	0,172	81,03%	252,59
X <sub>4</sub>	-1048,830	0,020		
X <sub>6</sub>	37,110	0,023		
(X <sub>4</sub> ) <sup>2</sup>	152,570	0,008		
X <sub>6</sub> ·T <sub>MEM</sub>	0,270	0,000		

Y comprobaremos, como último modelo, la aplicación al modelo de regresión lineal más sencillo, el Modelo 2, una transformación Box-Cox. El programa Minitab calcula el R<sup>2</sup> óptimo de tres transformaciones y<sup>0,5</sup>, y<sup>2</sup>, ln(y). Para la transformación óptima, y<sup>0,5</sup> en este caso, el programa calcula los coeficientes de regresión con sus p-valores (ver Tabla 41).

Tabla 41.- Modelo 5:  $y = (a_0 + a_4x_4 + a_6x_6 + T_{MEM})^{0,5}$ .

Término	Coficiente	p-valor	$R^2_{pred}$	$s_{res}$ (kN)
Independiente	4,06E+00	0,046	75,14%	275,47
$x_4$	2,06E-01	0,000		
$x_6$	3,83E-02	0,000		
$T_{MEM}$	6,08E-03	0,000		

Tabla 42.- Tabla resumen con los modelos de regresión.

Modelo	Nº datos	Términos	Rango (kN/m) (*)	$R^2_{pred}$	$s_{res}$ (kN)
1	24	7+independiente	60-356	60,06%	310,97
2	24	3+independiente	60-356	70,27%	331,97
3	24	9+independiente	60-356	77,77%	239,23
<b>4</b>	<b>24</b>	<b>4+independiente</b>	<b>60-356</b>	<b>81,03%</b>	<b>252,59</b>
5	24	$y = (a_0 + a_4x_4 + a_6x_6 + T_{MEM})^{0,5}$	60-356	75,14%	275,47

(\*) El rango corresponde al modelo sin aplicar la incertidumbre. Se ha obtenido tomando los datos mínimo y máximo para cada conjunto de valores tomados

Se muestra en la Tabla 42 un resumen con los principales modelos analizados y sus estadísticos. El modelo que presenta menor  $s_{res}$  es el modelo 3, mientras que el que presenta mayor  $R^2_{pred}$  es el Modelo 4. Se opta por elegir el Modelo 4, ya que a pesar de que la incertidumbre final será ligeramente mayor, presenta un menor número de términos predictores.

El modelo de regresión quedaría definido según la expresión [49], sin considerar la incertidumbre que introducen los residuos del modelo, y expresando los coeficientes con tres cifras significativas.

$$T_{CABLE} (kN) = 965,0 - 1050x_4 + 37,1x_6 + 153x_4^2 + 0,270x_6T_{MEM} \quad [49]$$

Considerando que los residuos se ajustan a una distribución t-Student de 1 cola con 19 grados de libertad, el factor de cobertura asociado al 5% es de 1,73. Por lo tanto se adopta como incertidumbre del modelo la adición de un término constante de valor  $1,73 \times s_{RES} \approx 437$  kN. De esta manera, deberíamos considerar la expresión [50], como el modelo definitivo.

$$T_{CABLE} (kN) = 1402 - 1050x_4 + 37,1x_6 + 153x_4^2 + 0,270x_6T_{MEM} \quad [50]$$

Vemos que al introducir la incertidumbre, aumentamos en 437 kN el valor teórico calculado. Ello implica que deberíamos emplear un cable adicional de 25 mm de diámetro para tener en cuenta la incertidumbre del modelo de regresión.

#### 5.3.4. - COMPROBACIÓN DE LAS HIPÓTESIS

Para poder finalmente aceptar el Modelo 4 es necesario comprobar que se cumplen todas las hipótesis necesarias para ajustar una serie de datos a un modelo de regresión. En la Tabla 35 se muestra un resumen con todas las pruebas estadísticas realizadas. Tal y como refleja la última columna, el Modelo 4 satisface todas las hipótesis.

Tabla 43.- Comprobación de las hipótesis del modelo de regresión.

HIPÓTESIS	TIPO DE COMPROBACIÓN	CRITERIO	VALOR	CUMPLE
NORMALIDAD DE LOS RESIDUOS	Prueba de normalidad (Anderson-Darling)	AD<0,751	A=0,398	SI
MEDIA NULA DE LOS RESIDUOS	Test de hipótesis $H_0: \mu_{RES} \neq 0$	$p > 0,05$	$p = 1,000$	SI
INDEPENDENCIA DE LOS RESIDUOS FRENTE A LA RESPUESTA	Regresión lineal residuos vs. respuesta	$p_{ajuste} > 0,05$	$p = 0,100$	SI
INDEPENDENCIA DE LOS RESIDUOS FRENTE A LAS VARIABLES (Homocedasticidad: varianza nula de los residuos)	Regresión lineal residuos vs. variables	$p_{ajuste} > 0,05$	$p = 1,000$	SI
INDEPENDENCIA DE LOS RESIDUOS ENTRE ELLOS	Contraste Durbin-Watson	$d > 2$	$d = 2,2248$	SI
INDEPENDENCIA ENTRE LAS VARIABLES PREDICTORAS	Análisis de componentes principales	Valores propios > 0	$x_4: 1,3732$ $x_6: 0,9191$	SI

			T <sub>MEM</sub> : 0,7076	
--	--	--	---------------------------	--

## 5.4.- PAUTAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS BULONES

### 5.4.1. - CONSIDERACIONES PREVIAS

El enfoque propuesto en esta tesis para resolver el problema de interacción *membrana - masa inestable - talud estable* parte de la hipótesis (justificada en el Capítulo 4) de que la membrana es capaz de detener la masa que desliza una vez producida la inestabilidad. Es decir, que la inestabilidad ya se ha producido para cuando la membrana y los cables de refuerzo entran en acción. Esta hipótesis implica que los bulones, antes incluso de verse sometidos a las acciones de la membrana y los cables de refuerzo, sufrirán esfuerzos a cortante y a flexión en la intersección con la superficie de deslizamiento, ya sea un talud de suelo (círculo de rotura) o de roca (cuña). Además, desarrollarán esfuerzos de tracción fruto de la fuerza de rozamiento transmitida por el terreno a la lechada.

El comportamiento resistente de los bulones anclados al terreno se asemeja a lo que se denomina ‘suelo claveteado’ o ‘soil nailing’. La estabilidad del talud se consigue gracias principalmente al rozamiento entre la lechada y el talud estable. Sin embargo, los órdenes de magnitud que se manejan en sistemas flexibles en donde la separación entre bulones oscila entre 2 m y 6 m, es superior a la que generalmente se maneja en suelo claveteado, que ronda entre 1 m y 2 m. En relación a los diámetros de los bulones de acero empleadas en suelos claveteados, estas suelen oscilar entre los 25 y los 43 mm con aceros con límite elástico entre 420 y 520 MPa. En sistemas flexibles anclados, los bulones empleados oscilan entre los 25 y los 32 mm de diámetro con un acero de similares características la técnica del ‘soil nailing’ (Lazarte et al. 2003). Vemos, por tanto, que en la gran mayoría de los casos los bulones que se colocan para sujetar las membranas al terreno

no serían capaces de impedir por sí mismos la formación de círculos de rotura.

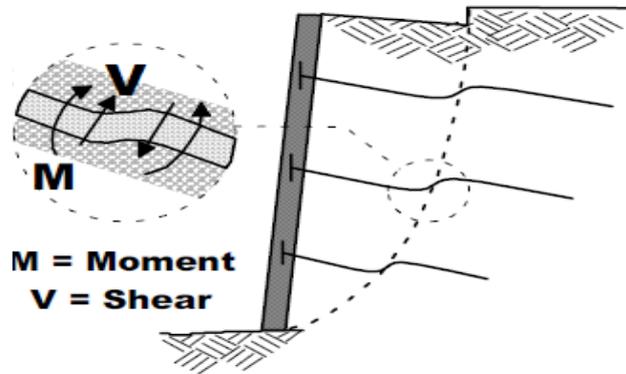


Figura 92.- Suelo claveteado. Deformación del bulón en la superficie de rotura (Lazarte and Baecher 2003).

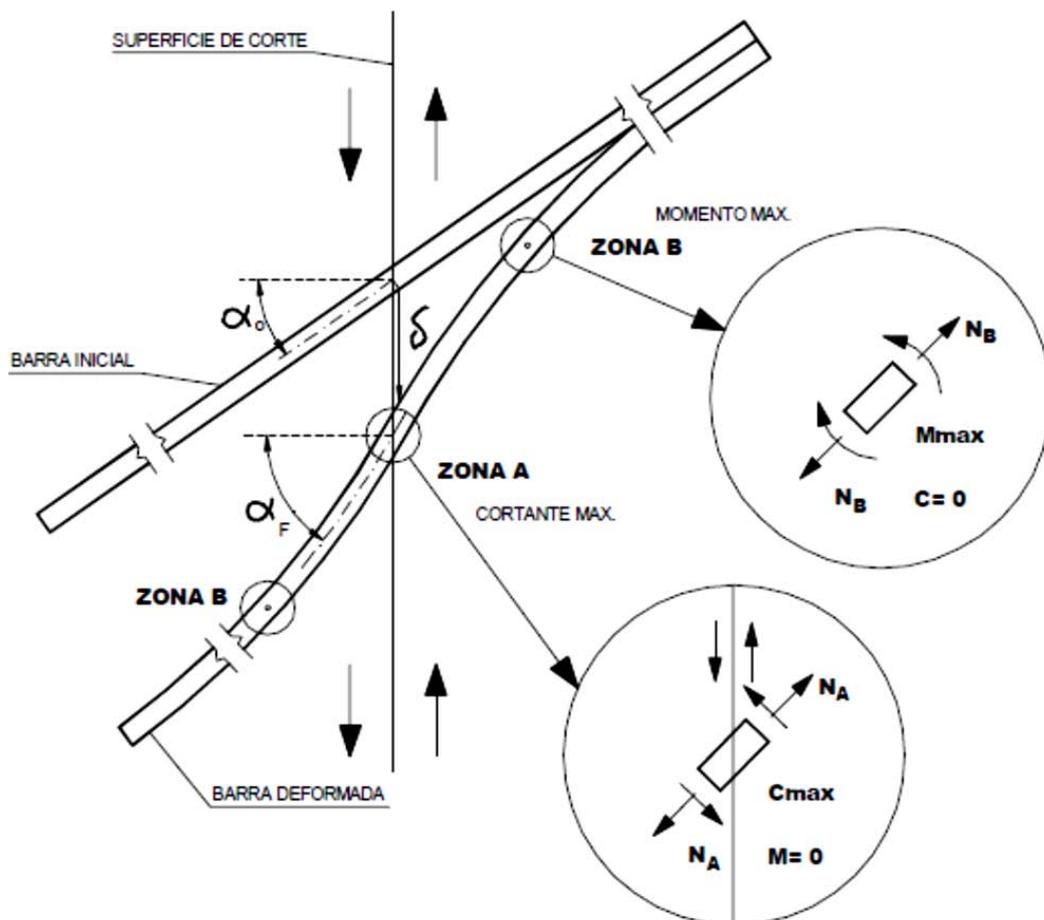


Figura 93.- Suelo claveteado. Deformación del bulón en la superficie de rotura. Detalle de la ubicación de los esfuerzos máximos (Ardanuy Ingeniería S.L. 2003).

Todo esto implica que en aquellos casos en donde el terreno plastifique alrededor del bulón en el momento incipiente de la rotura del círculo, el bulón mantendrá su integridad estructural pudiendo sujetar a la membrana. Sin embargo, si el terreno es lo suficientemente resistente como para que no fluya alrededor del bulón, será éste último el que plastifique y posteriormente falle y, por lo tanto, ya no sujete a la membrana. Por lo tanto, será necesario comprobar la integridad de los bulones frente a esfuerzos cortantes y momentos flectores en su intersección con la superficie de rotura.

Si ocurriera que el terreno es lo suficientemente resistente como para considerar que los bulones plastifican, en ese caso cabrían dos posibilidades para solventar el problema:

- Emplear anclajes de cable en lugar de bulones: de esta manera, el cable trabajaría únicamente a tracción y no existe riesgo de que plastifique por cortantes o flectores en la superficie del círculo de rotura.
- No emplear un sistema flexible anclado mediante bulones al terreno: emplear otras técnicas, tales como suelo claveteado, muros de contención, reducción de la inclinación del talud, ejecución de bermas, etc.

Para el caso en que los bulones no plastifiquen porque el terreno es lo suficientemente blando como para que fluya alrededor del bulón durante su caída, en ese caso, se procedería a calcular la integridad de los bulones de acuerdo a los apartados 5.4.2 y 5.4.3.

## 5.4.2. - ACCIONES SOBRE LOS BULONES

### 5.4.2.1- Fuerza transmitida por los cables de refuerzo

Los cables de refuerzo transmiten a los bulones una fuerza de tracción, la cual dependerá de la propia fuerza a tracción del cable, así como del ángulo que forman con el eje del bulón.

No obstante, existe una manera indirecta y más sencilla de calcular ese valor teniendo en cuenta el elemento ‘muelle’ que fue introducido en las simulaciones en 2D. La presión  $p$  multiplicada por el área del muelle representa en definitiva la fuerza que los cables de refuerzo horizontales transmiten a los bulones en la dirección de su eje, asumiendo que el bulón se encuentra anclado de forma perpendicular al talud. El área de un muelle vendría determinada por su espesor ficticio (10 mm) multiplicado por el espaciamiento horizontal entre bulones. Asumiendo que los cables de refuerzo verticales aportan la misma fuerza de tracción que los horizontales, la fuerza total a tracción se obtendría multiplicando por 2 la fuerza transmitida por los cables de refuerzo. En el caso de no disponer de cables de refuerzo verticales, no sería necesario multiplicar por 2. En la Tabla 44 se muestra la fuerza a tracción resultante en cada bulón por la acción de los cables de refuerzo horizontales y verticales que confluyen en el mismo.

Aplicando el mismo procedimiento que en el apartado 5.3.3, se han generado diversos modelos de regresión cuyos estadísticos más representativos se muestran en la Tabla 45. Vemos que el modelo más adecuado es el 4, en el cual se ha aplicado una transformación Box-Cox en donde se transforma la respuesta a su raíz cuadrada. No se ha incluido el término independiente ya que posee un  $p$ -valor  $< 0,05$ .

Tabla 44.- Fuerza en los bulones ejercida por los cables de refuerzo.

CASO	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	x <sub>3</sub>	x <sub>4</sub>	x <sub>5</sub>	x <sub>6</sub>	PRESIÓN (kPa)	F <sub>BULÓN</sub> (CABLES HOR.) (kN)	F <sub>BULÓN</sub> (CABLES VER.) (kN)	F <sub>BULÓN</sub> (kN)
1	1	2	40	2	150	10	5,04E+03	100,8	100,8	201,6
2	3	2	40	2	150	20	3,81E+04	762,0	762,0	1524,0
3	1	6	40	2	150	20	2,11E+04	422,0	422,0	844,0
5	1	2	70	2	150	20	2,37E+03	47,4	47,4	94,8
6	3	2	70	2	150	10	1,33E+04	266,0	266,0	532,0
7	1	6	70	2	150	10	6,99E+03	139,8	139,8	279,6
8	3	6	70	2	150	20	2,90E+04	580,0	580,0	1160,0
9	1	2	40	6	150	20	7,74E+03	464,4	464,4	928,8
11	1	6	40	6	150	10	1,54E+04	924,0	924,0	1848,0
13	1	2	70	6	150	10	2,51E+03	150,6	150,6	301,2
14	3	2	70	6	150	20	1,29E+04	774,0	774,0	1548,0
15	1	6	70	6	150	20	7,91E+03	474,6	474,6	949,2
17	1	2	40	2	400	20	4,43E+03	88,6	88,6	177,2
19	1	6	40	2	400	10	2,06E+04	412,0	412,0	824,0
21	1	2	70	2	400	10	2,34E+03	46,8	46,8	93,6
22	3	2	70	2	400	20	1,39E+04	278,0	278,0	556,0
23	1	6	70	2	400	20	7,69E+03	153,8	153,8	307,6
25	1	2	40	6	400	10	4,63E+03	277,8	277,8	555,6
27	1	6	40	6	400	20	2,68E+04	1608,0	1608,0	3216,0
29	1	2	70	6	400	20	2,61E+03	156,6	156,6	313,2
30	3	2	70	6	400	10	1,23E+04	738,0	738,0	1476,0
31	1	6	70	6	400	10	3,04E+03	182,4	182,4	364,8
38	2	4	85	4	275	15	1,65E+03	66,0	66,0	132,0
41	2	4	55	4	25	15	1,58E+04	632,0	632,0	1264,0

Tabla 45.- Tabla resumen con los modelos de regresión.

Modelo	Nº datos	Términos	Rango (kN/m) (*)	R <sup>2</sup> <sub>pred</sub>	s <sub>res</sub> (kN)
1	24	7+independiente: x <sub>1</sub> , x <sub>2</sub> , x <sub>3</sub> , x <sub>4</sub> , x <sub>5</sub> , x <sub>6</sub> , T <sub>mem</sub>	60-356	61,73%	278,05
2	24	3+independiente: x <sub>4</sub> , x <sub>5</sub> , T <sub>mem</sub>	60-356	69,36%	305,65
3	24	9+independiente: x <sub>4</sub> , x <sub>5</sub> , T <sub>mem</sub> + cuad +inter	60-356	-%	-
4	24	$y^{0,5} = a_0 + a_4 x_4 + a_5 x_5 + T_{MEM}$	60-356	85,85%	244,59

(\*) El rango corresponde al modelo sin aplicarle la incertidumbre. Se ha obtenido

---

tomando los datos mínimo y máximo para cada conjunto de valores tomados

El modelo de regresión quedaría definido según la expresión [51], sin considerar la incertidumbre que introducen los residuos del modelo.

$$F_{BULÓN}(kN) = (-2,81 + 4,06x_4 - 0,0271x_5 + 0,114T_{MEM})^2 \quad [51]$$

Considerando como incertidumbre del modelo la adición de un término constante de valor  $1,72 \times s_{RES} \approx 421$  kN, en ese caso deberíamos considerar la expresión [52], como el modelo definitivo. El factor de cobertura se ha calculado para una distribución t-Student de 1 cola con 21 grados de libertad, al 5% de probabilidad de que el valor real supere al calculado a través del modelo.

$$F_{BULÓN}(kN) = 421 + (-2,81 + 4,06x_4 - 0,0271x_5 + 0,114T_{MEM})^2 \quad [52]$$

Se ha comprobado así mismo el cumplimiento de todas las hipótesis que validan el ajuste de los datos al modelo.

Vemos que al añadir la incertidumbre mayoramos en 421 kN el valor estimado de la fuerza a tracción en un bulón ejercida por los cables de refuerzo, siendo éste un valor bastante elevado. Tal y como se comenta en apartados previos, se debería recurrir a la simulación del problema concreto a resolver si se pretende evitar sobredimensionar en exceso los bulones.

#### 5.4.2.2- Fuerza transmitida por la membrana

Esta fuerza no se considera, ya que indirectamente ya ha sido contemplada a través de la fuerza que transmiten los cables de refuerzo. El terreno

inestable transmite un empuje durante su caída a la membrana y esta a su vez a los cables de refuerzo.

#### *5.4.2.3- Fuerza transmitida por la masa inestable en la superficie de rotura: suelo (círculo de rotura)*

Representa, probablemente, la mayor de las acciones que actúan sobre el bulón, es por tanto fundamental determinar los esfuerzos axiales, cortantes y flectores que en esa zona crítica se producen.

En el Capítulo 9 del Manual para el Proyecto y Ejecución de Estructuras de Suelo Reforzado ((MOPU 1989) se establecen unas indicaciones de cómo estudiar la estabilidad de un talud reforzado mediante cosido con bulones. Las fórmulas que se muestran se basan en el estudio realizado por (Schlosser 1983). Se adjuntan expresiones para determinar el esfuerzo tangencial en la superficie de rotura que aportan los bulones así como la adición de fuerzas estabilizadoras en la dirección de su eje para realizar el cálculo de la estabilidad del talud. Sin embargo, en el manual no se explica como determinar el cálculo de los esfuerzos máximos a cortante y a flexión que se producen en el bulón, determinantes de cara a comprobar la integridad del mismo. Es por ello que es necesario recurrir a otras fuentes, ya sea el documento original de Schlosser, como estudios realizados por Juran et al. (1990) y Jewell and Pedley (1990), en donde proponen diversas fórmulas para conocer la posición y la magnitud de los momentos flectores máximos y esfuerzos cortantes máximos.

De entre los métodos expuestos, se ha adoptado el de Juran, ya que proporciona una metodología más completa para el cálculo de los esfuerzos máximos cortantes y flectores que el de Jewell y Schlosser. Si bien el método de Juran pudiera ser más conservador al tratarse de un análisis elástico en lugar de plástico como el de Jewell, para profundidades de círculos inferiores a 5 m, como es nuestro campo de aplicación, los esfuerzos máximos cortantes y flectores considerando un análisis plástico

no suelen superar en un 30% a los obtenidos mediante cálculo plástico ((Jewell and Pedley 1990)(Juran et al. 1990)).

El método propuesto por Juran se basa en el formulado por Schlosser, al que le añade la determinación del esfuerzo cortante máximo que sufre el bulón. En este método, al igual que en el de Schlosser, se asume que es en la unión del bulón con la superficie de rotura donde se producen los máximos esfuerzos cortantes y a tracción. La superficie de rotura del talud propuesta es una espiral logarítmica que pasa por el pie del talud, definida por el ángulo de su tangente en la parte inferior ( $\alpha_f$ ) y en la parte superior ( $\alpha_0$ ) respecto de la vertical. No obstante, esta metodología planteada también valdría para una geometría circular conocida, como sería nuestro caso.

Para el caso concreto de considerar un bulón perpendicular a la superficie de rotura, la expresión [53] define el valor del momento flector máximo (Schlosser 1983), el cual se produce a una distancia  $x_0 = (\pi/4)l_0$  (ver Figura 94). Esta expresión se basa en el análisis de pilotes sometidos a cargas laterales.

$$M_{\max} = 0,32T_c l_0 \quad [53]$$

En donde:

$M_{\max}$  : Momento flector máximo en el bulón

$T_c$  : Fuerza cortante actuando en una sección normal al bulón

$$l_0 = \left( \frac{4EI}{K_s D} \right)^{1/4}$$

$E$  : Módulo de elasticidad del bulón

$I$  : Momento de inercia del bulón

$K_s$  : Coeficiente de balasto del terreno

$D$  : Diámetro del bulón

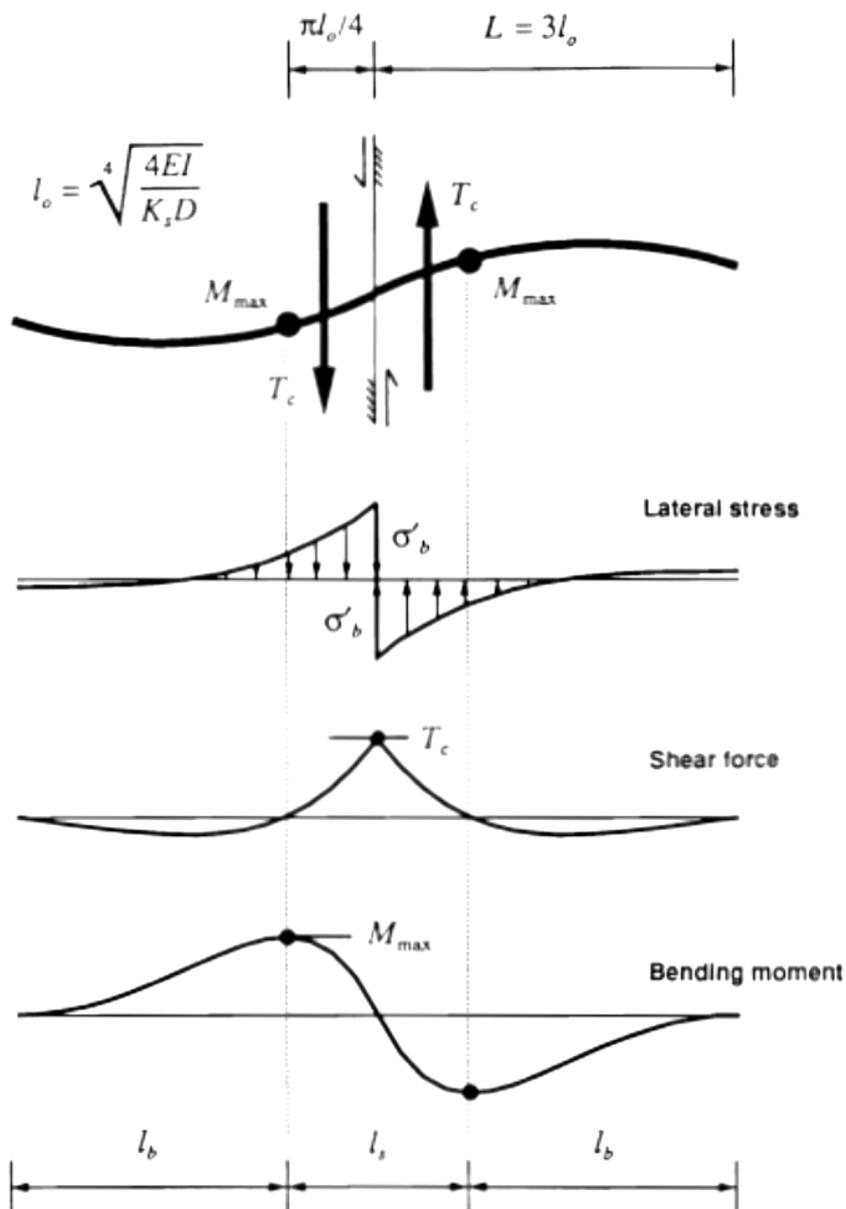


Figura 94.- Suelo claveteado. Presiones en el terreno alrededor del bulón en la superficie de rotura (Schlosser 1983).

Para el caso de bulones que no sean perpendiculares a la superficie de rotura, se asume que los máximos esfuerzos cortantes se producen en la propia superficie de rotura, la cual forma un ángulo  $\alpha - (\beta - d\beta)$  respecto al plano normal del bulón. Aplicando el criterio de plastificación de Von-Mises y teniendo en cuenta la proyección de tensiones sobre el plano normal al

bulón, la expresión [54] muestra la relación entre las tensión máxima tangencial y normal en una sección normal al bulón.

$$\tau_n = \frac{1}{2} \cot[2(\alpha - \beta + d\beta)] \sigma_n \quad [54]$$

En donde:

$\alpha$ : Ángulo que forma la superficie de rotura respecto a la horizontal a la altura del bulón considerado

$\beta$ : Ángulo inicial del bulón respecto de la horizontal

$d\beta$ : Deformación angular del bulón respecto de su inclinación inicial (ver Figura 95)

$\sigma_n$ : Tensión normal actuando en una sección normal al bulón,  $\sigma_n = T_{\max} / A_s$

$\tau_n$ : Tensión tangencial actuando en una sección normal al bulón,

$$\tau_n = T_c / A_s$$

$T_{\max}$ : Fuerza a tracción actuando en una sección normal al bulón

$T_c$ : Fuerza cortante actuando en una sección normal al bulón

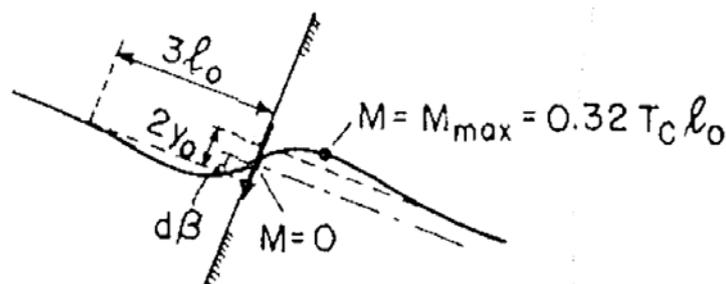


Figura 95.- Suelo claveteado. Deformación angular (Juran et al. 1990).

La máxima deformación angular que sufre el bulón respecto a su posición inicial responde a la siguiente expresión:

$$d\beta = \frac{2TS}{N} \quad [55]$$

En donde:

$d\beta$ : Deformación angular del bulón respecto de su inclinación inicial

$TS$ : Esfuerzo cortante normalizado en la superficie de rotura.

$$TS = T_c / (\gamma H S_v S_H)$$

$N$ : Parámetro adimensional relacionado con la rigidez a flexión del bulón

$T_c$ : Esfuerzo cortante ejercido por el terreno sobre un bulón en la dirección de la superficie de rotura

Definiéndose  $N$  como:

$$N = \frac{K_s D l_0^2}{\gamma H S_v S_H} \quad [56]$$

Siendo:

$K_s$ : Coeficiente de balasto del terreno

$D$ : Diámetro del bulón

$$l_0 = \left( \frac{4EI}{K_s D} \right)^{1/4}$$

$\gamma$ : Densidad del terreno

$H$ : Altura del talud

$S_v$ : Espaciamiento vertical entre bulones

$S_H$ : Espaciamiento horizontal entre bulones

$E$ : Módulo de elasticidad del bulón

$I$ : Momento de inercia del bulón

La resolución del problema consiste en ir planteando el equilibrio de fuerzas respecto del eje  $x$  para rebanadas delimitadas por líneas paralelas a los

bulones que contengan en su parte central a un bulón. Juran asume en su modelo que las fuerzas de interacción horizontales entre rebanadas son iguales. Para determinar la reacción que ejerce el talud estable sobre el terreno inestable, Juran propone emplear las ecuaciones de Kötter [57], [58]. Al resolver las ecuaciones de Kötter, se obtiene una solución genérica del tipo  $p = ax$ , en donde  $a$  es un parámetro conocido. Para poder finalmente establecer el valor de la presión hidrostática  $p$ , y posteriormente determinar el empuje horizontal, será necesario establecer dos condiciones adicionales acerca de la variación de las presiones respecto del eje  $x$ . Una primera condición establecida por Juran es que  $\sigma_3 = 0$ . Además, como segunda condición establece que el empuje horizontal que ejerce el terreno estable sobre la masa inestable decrece de forma lineal con la profundidad, hasta alcanzar un valor nulo en la parte inferior de la espiral logarítmica, lo cual equivale a decir que  $\frac{d(\sigma_1 \cos \alpha)}{dx} = kz \rightarrow \frac{d(p/2 \cos \alpha)}{dx} = kz \rightarrow \frac{dp}{dx} = \frac{kz}{2 \cos \alpha}$ , en donde  $z$  es la profundidad de la rebanada considerada. Con este dato y partiendo de una superficie de rotura concreta en donde se conoce el cociente  $\frac{dz}{dx}$ , se puede determinar el valor del empuje lateral en cada rebanada  $\sigma_1 \cos \alpha$ .

$$\pm \frac{dp}{dx} + 2(p \tan \phi + c) \frac{d\alpha}{dx} = \frac{\rho g \cos(\alpha \pm \mu)}{\cos \phi \cos(\alpha \mp \mu)} \quad [57]$$

$$\frac{dz}{dx} = \tan(\alpha \mp \mu) \quad [58]$$

En donde:

$p$ : Presión hidrostática que ejerce el terreno sobre la superficie inestable,

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

$\alpha$ : Ángulo que forma la tensión principal mayor,  $\sigma_1$ , respecto la horizontal

$$\mu = \pi / 4 - \phi / 2$$

$c$  : Cohesión

$\phi$  : Ángulo de rozamiento interno

Para el cálculo de las presiones que ejerce el terreno a través de las ecuaciones de Kötter se recomendaría emplear la resistencia tangencial residual del terreno en lugar de la resistencia pico; si bien, esta indicación no se contempla en el artículo de Juran. Esta modificación se justifica ya que los esfuerzos máximos cortantes y flectores movilizados en el bulón no se producen cuando se alcanza el criterio de plastificación del círculo, sino bastante después (Schlosser 1983), ya que los desplazamientos que presenta la superficie en el momento crítico son muy reducidos.

Una vez introducido en la rebanada el valor del empuje horizontal del terreno, planteando el equilibrio de fuerzas en el eje x, se obtendría el valor de  $T_{\max}$ . A continuación, conocido el valor de  $T_{\max}$  y la sección del bulón  $A_s$ , a través de la ecuación [54] se obtendría el valor de  $T_c$ . Una vez determinado el valor de  $T_c$ , ya se puede calcular el momento flector máximo que sufre el bulón.

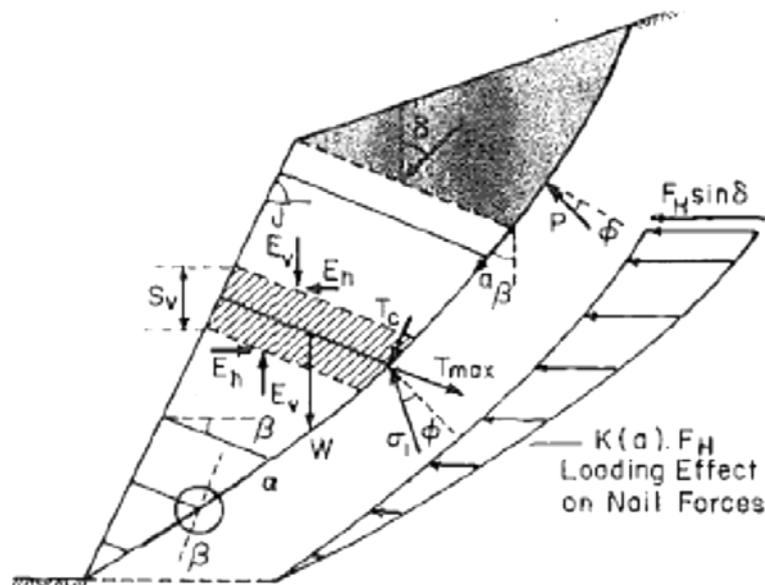


Figura 96.- Suelo claveteado. Esquema de fuerzas de la estabilidad del talud (Juran et al. 1990).

#### 5.4.2.4- Fuerza transmitida por la masa inestable: roca (cuña)

Si los bulones del sistema flexible se colocan fuera de las cuñas de terreno susceptibles de deslizarse, entonces la única acción que se ejerce sobre estos es la fuerza que le transmiten los cables horizontales,  $F_{BULÓN}$ , como consecuencia de la cuña de terreno contenida en la membrana. En este caso el bulón no estaría sometido a esfuerzos de cizalla o flectores ya que no atravesaría los planos de deslizamiento.

En el caso de que los bulones sí que atravesasen los planos de deslizamiento de las cuñas, entonces la función de éstos sería la de evitar que se desprendiese la cuña de roca garantizando así mismo la integridad del mismo bulón para que no colapse el sistema. En este caso ya no tendría sentido disponer de membrana flexible para sujetar la cuña, ya que es únicamente el bulón el que ejerce la función estabilizadora, con lo cual, el método de dimensionamiento correspondería a un sistema de bulonado pasivo. Existen ya diversas metodologías de cálculo desarrolladas al efecto (Panet 1987; Spang and Egger 1990), y dado que el objetivo de esta tesis es plantear una metodología de dimensionamiento de sistemas flexibles, se sale del objetivo el exponer en este apartado los métodos de dimensionamiento de bulonado pasivo en macizos rocosos. Indicar que en estos métodos se considera que el bulón únicamente está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, pero que no moviliza momentos flectores dada la rigidez de la inclusión del bulón en roca, al contrario que ocurría en suelos.

#### 5.4.3. - COMPROBACIONES A REALIZAR SOBRE LA INTEGRIDAD DE LOS BULONES

##### 5.4.3.1- Rotura del bulón por tracción y flexión combinados

Es una comprobación a realizar en taludes de suelo. Tal y como se explicó en el apartado 5.4.2.3, el momento flector máximo se produce en un punto separado a una distancia  $x_0 = (\pi / 4)l_0$  de la superficie de deslizamiento, en donde los esfuerzos cortantes son nulos.

Conociendo el valor del momento flector máximo  $M_{\max}$  a través de la expresión [53] así como el valor del esfuerzo axial  $T_{\max}$ , se puede determinar si se cumple el criterio de rotura de acuerdo a la expresión [59]. El valor de  $T_{\max}$  se obtendría de acuerdo a la metodología descrita en el apartado 5.4.2.3.

$$\left( \frac{T_{\max}}{\sigma_y A_s} \right) + \left( \frac{M_{\max}}{M_p} \right) \leq 1 \rightarrow NO FALLA \quad [59]$$

En donde:

$\sigma_y$  : Tensión normal que plastifica la sección

$A_s$  : Área de la sección normal del bulón

$M_p$  : Momento flector que plastifica la sección

#### 5.4.3.2- Rotura del bulón por tracción y cortante combinados

Es una comprobación a realizar en taludes de suelo. Es en la intersección exacta entre el bulón y la superficie de deslizamiento donde se desarrollan los máximos esfuerzos axiales y cortantes.

Conociendo el valor del cortante máximo  $T_c$  así como el valor del esfuerzo axial  $T_{\max}$  se puede determinar si se cumple el criterio de rotura de acuerdo a la expresión [60]. Los valores de  $T_c$  y  $T_{\max}$  se determinan de acuerdo al apartado 5.4.2.3.

$$\left( \frac{T_{\max}}{\sigma_y A_s} \right) + \left( \frac{T_C}{\tau_y A_s} \right) \leq 1 \rightarrow NO FALLA \quad [60]$$

En donde:

$\sigma_y$  : Tensión normal que plastifica la sección

$\tau_y$  : Tensión tangencial que plastifica la sección. Generalmente se adopta

$$\tau_y = \sigma_y / 2$$

$A_s$  : Área de la sección normal del bulón

#### 5.4.3.3- Rotura del bulón por tracción en la cabeza

Es una comprobación a realizar en taludes tanto de suelo como de roca.

En taludes de suelo, las cabezas de los bulones se verán sometidas a los esfuerzos de tracción que ejercen los cables de refuerzo  $F_{BULÓN}$ .

Para el caso de rocas, tal y como se ha descrito en el apartado 5.4.2.4, en el caso en que los bulones se encuentran fuera de la cuña inestable, éstos se ven sometidos únicamente a la tracción que les ejercen los cables de refuerzo.

Mediante la expresión [61] se puede comprobar la integridad del bulón sometido únicamente a esfuerzos de tracción. El valor de  $F_{BULÓN}$  representa la fuerza que ejercen los cables de refuerzo sobre la cabeza del mismo a través de la tuerca. Este valor se determina de acuerdo al apartado 5.4.2.1.

$$\frac{F_{BULÓN}}{\sigma_y A_s} \leq 1 \rightarrow NO FALLA \quad [61]$$

En donde:

$\sigma_y$  : Tensión normal que plastifica la sección

$A_s$  : Área de la sección normal del bulón

#### 5.4.3.4- Arrancamiento

Tanto para el caso de bulones en taludes de suelos como de rocas, se deberá comprobar la resistencia al arrancamiento entre la interfaz lechada-suelo/roca. El deslizamiento entre bulón-lechada no se comprueba ya que los diversos ensayos de arrancamiento demuestran que esa interfaz no es la zona de fallo.

Se empleará la expresión [62] para comprobar que no se produce el arrancamiento del bulón (Schlosser 1983; MOPU 1989; ENPC 1991; Schlosser 1983; MOPU 1989; ENPC 1991). Las fuerzas a tracción que actúan sobre el bulón son por una lado  $F_{BULÓN}$ , que se aplica sobre la cabeza del bulón hacia al exterior del talud, y por otro  $T_{max}$  que se moviliza a la altura de la superficie de deslizamiento también hacia fuera del talud. Es por ello que se considera adecuado el considerar como la fuerza que puede provocar el arrancamiento del bulón a la resultante  $T_{max} + F_{BULÓN}$ .

$$\frac{T_{max} + F_{BULÓN}}{q_s \pi D_g L_a} \leq 1 \rightarrow NO FALLA \quad [62]$$

En donde:

$q_s$  : Tensión última de arrancamiento (procedente de ensayos de arrancamiento)

$D_g$  : Diámetro de la lechada de cemento

$L_a$  : Longitud de anclaje del bulón en terreno estable

## **5.5.- COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS DE REGRESIÓN**

### **5.5.1. – FUERZA DE TRACCIÓN EN LA MEMBRANA**

En relación al modelo relativo a la fuerza de tracción en la membrana (expresión [48]), indicar, en primer lugar, que no depende de la variable  $x_6$  (diámetro del cable de refuerzo). Los cables de refuerzo, representados en la simulación mediante unos muelles, aportan una restricción al movimiento de la membrana (perpendicular a la superficie del talud). La diferencia del desplazamiento entre el muelle superior e inferior de un paño no suele ser muy elevada, por tanto, no modifica de forma significativa la deformada de la membrana y por ende la fuerza a tracción en ella. Por lo tanto, podemos considerar que el modelo tiene un sentido físico lógico.

La selección de un modelo con interacciones y términos cuadráticos surge de la necesidad de obtener un modelo con un mejor ajuste para emplearlo como modelo predictivo. Si bien es cierto que se podría emplear también un modelo sencillo lineal en donde la variable de respuesta dependiera únicamente de una composición lineal de las variables de entrada (ver Modelo 7 en Tabla 31), se ha descartado debido al menor ajuste que proporcionaba.

De cara a analizar el sentido físico del crecimiento/decrecimiento de la variable respuesta frente a las variables de entrada el Modelo 5 presenta una cierta complejidad ya que existen interacciones y términos cuadráticos que conlleva a que las derivadas parciales no sean constantes, sino que dependan de las propias variables de entrada. En la Tabla 46 se han recogido los valores de las derivadas parciales del modelo respecto a cada una de las variables de entrada, así como su rango de variación. Vemos que el crecimiento del modelo respecto a las variables  $x_1$  y  $x_5$  es positivo en todo el rango. La respuesta crece con el decrecimiento de  $x_2$  y  $x_3$  en la

mayor parte del rango. En relación a la variación del modelo respecto  $x_4$ , dependiendo del caso, puede presentar un crecimiento o decrecimiento.

Tabla 46.- Crecimiento del Modelo 5.

FUNCIÓN y		$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	VALOR y
$y = \delta F_{\text{mem}} / \delta x_1$	MAX		6	40	6	400	244,8
	MIN		2	70	2	150	32,65
$y = \delta F_{\text{mem}} / \delta x_2$	MAX	3		40	6		54,32
	MIN	1		70	2		-1,78
$y = \delta F_{\text{mem}} / \delta x_3$	MAX	1	2	40		150	0,51
	MIN	3	6	70		400	-13,89
$y = \delta F_{\text{mem}} / \delta x_4$	MAX	3	6				19,84
	MIN	1	2				-14,92
$y = \delta F_{\text{mem}} / \delta x_5$	MAX	3	6				0,99
	MIN	1	2				0,67

El aumento de la respuesta del modelo ( $F_{\text{mem}}$ ) respecto de la variable  $x_1$  responde a una lógica intuitiva de que la fuerza en la membrana crece con la profundidad del círculo. Igualmente ocurre para la variable la variable  $x_2$  (Radio/Profundidad círculo) en prácticamente todo el rango de  $\delta F_{\text{mem}} / \delta x_2$ .

Desde un punto de vista intuitivo, no se puede deducir a priori si la respuesta del modelo debiera de crecer con la rigidez de la membrana ( $x_5$ :  $k_{\text{mem}}$ ), ya que también intervienen las deformaciones máximas acaecidas en ésta. No obstante, a la vista del estudio de sensibilidad del modelo, se demuestra que para el rango de valores manejados, el incremento de la respuesta del modelo aumenta con la rigidez de la membrana.

El aumento de la fuerza a tracción en la membrana respecto a la disminución de la variable  $x_3$  (ángulo de inclinación del talud), parece indicar que para menores pendientes del talud, la fuerza en la membrana es mayor. Aunque intuitivamente hablando parece más lógico el supuesto contrario, este comportamiento derivado del modelo de regresión podría justificarse desde el hecho que con mayores pendientes, la masa inestable está sometida a mayores esfuerzos cortantes, de tal manera que se pueda alcanzar la plastificación interna. Ello implicaría que a la masa inestable le

resulta más fácil el deslizarse a través de esos planos de falla, los cuales escurrirían entre los cables de refuerzo desplazándose a paños inferiores y, reduciendo, por tanto, las dimensiones de las bolsas confinadas entre los paños de membrana. Hay que recordar que en la simulación el fenómeno de la rotura del círculo ya se ha producido, ya que se las dimensiones de la masa inestable se establecen en un cálculo previo de análisis de la estabilidad del talud.

En relación a la variación de  $F_{mem}$  respecto a  $x_4$  (espaciamiento entre bulones) no se pueden extraer unas conclusiones claras del análisis del modelo ya que el crecimiento puede ser positivo o negativo. En principio parece lógico pensar que a mayor espaciamiento entre bulones mayor fuerza a tracción, ya que la membrana estará sometida a mayores deformaciones. No obstante, analizando con mayor detalle esta hipótesis, no tiene por qué ser así, ya que también dependerá de las dimensiones del círculo: puede que la membrana desarrolle una menor  $F_{mem}$  si el círculo es pequeño y la separación entre bulones es grande, frente a un caso en donde el círculo es grande y la separación entre bulones es pequeña.

#### 5.5.2. – FUERZA DE TRACCIÓN EN EL CABLE DE REFUERZO

El modelo de regresión de la fuerza de tracción en los cables de refuerzo (expresión [50]) únicamente depende de  $x_4$ ,  $x_6$  y  $T_{mem}$ . Vemos que en principio parece lógico este comportamiento, ya que la fuerza a tracción en los cables de refuerzo debería de depender de la propia fuerza a tracción desarrollada en la membrana ( $T_{mem}$ ), de la rigidez del cable de refuerzo (representada indirectamente por el diámetro,  $x_6$ ) y del espaciamiento entre bulones ( $x_4$ ). En la Tabla 47 se muestra la variación del modelo 4 respecto de cada una de las tres variables de entrada de las que depende.

Vemos, como era de esperar, que a mayor fuerza de tracción en la membrana, mayor fuerza desarrollada en el cable.

En relación a la influencia en el modelo la variable  $x_6$ , vemos que un incremento positivo del diámetro del cable implica un aumento de la fuerza en el mismo. La fuerza a tracción total en el cable vendrá determinada no sólo por su sección sino también por su nivel de deformación. El nivel de deformación en el cable decrecerá con la rigidez del mismo (su sección). Es por ello que no es sencillo deducir a priori una relación de crecimiento positivo o negativo concreta.

La influencia que ejerce la variable  $x_4$  (separación entre bulones) respecto a  $F_{\text{cables}}$  puede ser de crecimiento o de decrecimiento, y depende de la propia variable  $x_4$ . Para valores grandes de  $x_4$ , la respuesta crece, y para valores bajos decrece. En principio lo lógico sería pensar que cuanto mayor es la separación entre bulones, mayor debería ser la fuerza desarrollada en los mismos, sin embargo no es el caso. La fuerza a tracción en los cables de refuerzo dependerá de la tensión en la membrana y del ángulo de aplicación en las proximidades con el elemento ficticio ‘muelle’. Un incremento en el espaciamiento entre bulones puede implicar un aumento o decremento de la fuerza a tracción en la membrana, tal y como ya fue explicado en el apartado anterior. Ello implicaría que el signo final de la derivada parcial de  $F_{\text{cables}}$  respecto del espaciamiento entre bulones pueda ser positivo o negativo.

Tabla 47.- Crecimiento del Modelo 4.

FUNCIÓN y		$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$T_{\text{mem}}$	VALOR y
$y = \delta F_{\text{cable}} / \delta x_4$	MAX				6				786,00
	MIN				2				-438,00
$y = \delta F_{\text{cable}} / \delta x_6$	MAX							356,10	37,64
	MIN							41,01	133,25
$y = \delta F_{\text{cable}} / \delta T_{\text{mem}}$	MAX						10		2,70
	MIN						20		5,40

## **5.6.- FACTORES DE SEGURIDAD**

En los modelos de regresión proporcionados para el caso de un talud de suelo no se ha aplicado ningún coeficiente de seguridad parcial en los parámetros y variables de entrada. No obstante, como el primer paso sería calcular las dimensiones de un círculo de rotura a través de un procedimiento de cálculo convencional, sería en ese momento donde se aplicarían los coeficientes de seguridad parciales pertinentes. Para ello se emplearían los valores indicados en el Eurocódigo 7 (UNE-EN 1997-1 2010), de acuerdo a las indicaciones allí establecidas.

En el caso de la propia caracterización de la masa inestable en la simulación numérica, como se han escogido parámetros del terreno fijos que generan tensiones máximas, no sería necesario introducir ningún factor de seguridad al respecto.

En el caso de que se pretenda realizar una simulación numérica en lugar de emplear los modelos de regresión, no se considera necesario añadir ningún factor de seguridad adicional relativo a las variables de entrada ya que son parámetros bien conocidos. Las dimensiones del círculo de rotura o cuña inestables ya se verán afectadas indirectamente al emplear factores de seguridad para su cálculo.



## **6.- Conclusiones**



## **6.1.- CONCLUSIONES**

A continuación se exponen, a modo de resumen, las principales conclusiones ya mencionadas a lo largo de esta tesis.

- Los sistemas flexibles, tal y como actualmente se instalan, no son sistemas activos; es decir, que no evitan que se produzcan deslizamientos o caídas de rocas, sino que pueden contener a la masa inestable una vez que ha comenzado su caída. En definitiva, cumplen una función paliativa en lugar de preventiva. Para que el sistema fuera activo, la membrana debería tener una forma convexa conocida y además poseer una pretracción inicial concreta y dependiente de la curvatura de la red. Se ha comprobado que ninguna de las condiciones básicas para que el sistema sea preventivo se cumplen:
  - La geometría de la membrana raramente presenta una forma convexa, y mucho menos esta forma está adecuadamente controlada.
  - Los niveles de pretracción en la membrana (caso particular de una red de cables) han sido medidos y son muy reducidos: del orden de los 500 kp para los cables de refuerzo, 100 kp para los cables de la red, y aproximadamente 2.000 kp para la fuerza de apriete de los bulones.
- La mayoría de los métodos de dimensionamiento existentes se basan en asumir un comportamiento activo de la membrana. Partiendo de esta

hipótesis, se ha comprobado que todos los modelos se fundamentan en calcular una presión sobre el terreno ejercida por la membrana que evita que se alcance el criterio de rotura de Coulomb aplicando un análisis de equilibrio límite. La diferencia principal entre unos métodos y otros es el asumir distintos mecanismos de rotura: talud indefinido, bloques, cuñas, etc.

- Para dimensionar correctamente los componentes del sistema flexible, es necesario recurrir a una simulación numérica dinámica. El objetivo es simular el movimiento de la masa inestable interaccionando con la membrana, con el talud estable y con los bulones intermedios para determinar los máximos esfuerzos que se generan en la membrana, en los cables de refuerzo y en los bulones.
- Para simular la inestabilidad de un talud de suelo, se ha considerado SPH ‘Smooth Particle Hydrodynamics’ como la metodología numérica más adecuada, ya que permite grandes distorsiones del dominio discretizado.
- Las membranas (redes de cable y mallas de alambre), a pesar de ser elementos no continuos formados por cables+grapas o alambres, se pueden simular mediante elementos continuos de tipo ‘membrana elástica’ que carezca de rigidez a flexión.
- Los elementos tipo ‘membrana elástica’ de la simulación numérica pueden ser definidos mediante un módulo de elasticidad constante, no siendo necesario introducir un curva tensión-deformación no lineal. Este hecho ha sido corroborado mediante la comparación de ensayos de carga puntual y su correspondiente simulación numérica empleando elementos continuos

de tipo 'membrana elástica' sin rigidez a flexión y con un módulo de elasticidad constante.

- Los componentes del sistema se pueden dimensionar en base a modelos de regresión procedentes de la simulación de diversos escenarios o casos. Se considera necesario, además, añadir una componente de incertidumbre a los modelos de regresión relacionada con la desviación típica de los residuos del modelo. Al añadir esa incertidumbre, se puede incurrir en un sobredimensionamiento para algunos escenarios concretos. Para evitarlo se sugiere realizar una simulación del problema específico a resolver; en este caso, sería necesario disponer de una licencia de Autodyn u otro software que disponga de la formulación de SPH (para el caso de simular taludes de suelos).

## **6.2.- FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

Se enumeran a continuación, una serie de propuestas para futuras líneas de investigación, que servirán de complemento o mejora a los aportes ya realizados en esta tesis.

- En relación a la simulación en 2D de taludes de suelos, resolver más casos para implementar un modelo de regresión con menos desviación típica de los residuos
- Para el caso de taludes de rocas, plantear un modelo de regresión análogo el desarrollado para taludes de suelo, partiendo del conocimiento de la forma y dimensiones de la cuña inestable

- Comparar los resultados entre modelos analíticos existentes y simulaciones numéricas adoptando los mismos mecanismos de rotura (misma geometría del problema)
- En el caso de taludes de suelos, simular el fenómeno completo de la inestabilidad, incluyendo dentro de una única simulación la rotura del terreno, la progresión de caída de la masa inestable y su interacción con la membrana, los bulones y los cables de refuerzo. La simulación se realizaría en 3D, incluyendo los bulones y los cables de refuerzo con su representación real en lugar de su simplificación mediante muelles. El talud se representaría mediante la formulación SPH.
- Realizar ensayos a escala reducida para suelos en donde se provoque la caída de un círculo/cuña/capa para comparar la deformada real de la membrana para verificar la idoneidad de la simulación numérica.
- Realizar un estudio comparativo de las distintas técnicas de estabilización de taludes, indicando un rango de aplicación óptimo, en función de la tipología de terreno y dimensiones de la zona inestable, en cuanto a costes, impacto visual y ambiental, y afección al tráfico durante su puesta en obra.

### **6.3.- APORTES DE ESTA TESIS**

Si bien no es habitual la inclusión de este apartado en las tesis doctorales, considero relevante el señalar de forma esquemática cuales son los aportes al estado del arte de esta tesis doctoral para mayor claridad.

- La realización de un análisis crítico de los métodos de dimensionamiento existentes de los sistemas flexibles, indicando y justificando qué hipótesis son incorrectas.
- La medición de las fuerzas en los cables de una red y en las cabezas de los bulones en emplazamientos reales.
- El desarrollo de una nueva metodología completa para el dimensionamiento de los sistemas flexibles basada en un análisis numérico dinámico que modeliza el fenómeno de la caída de la masa inestable.
- El empleo de la metodología numérica SPH para modelizar, en taludes de suelos, la interacción sistema flexible - masa inestable - talud estable.



**Thesis summary**



## 1.- THESIS PRESENTATION

Flexible systems anchored to the ground constitute a technique for slope surface stabilisation. These systems are formed by membranes, made of cable nets or wire meshes, bolts anchored to the ground and reinforcement cables forming regular patterns. This technique has spread extensively due to its low visual impact and its minimal influence on traffic during installation.



Figure 1.- High-resistance flexible system. Cable net anchored in a rock slope



Figure 2.- High-resistance flexible system. Cable net anchored in a soil slope.



Figure 3.- High-resistance flexible system. Wire mesh anchored in a soil slope.

Flexible systems may be classified as either low or high resistance system. A low resistance system is basically formed by a triple torsion wire mesh manufactured with standard steel and anchored to the ground in few points throw bolts, allowing material to slide due to a flabby contact between membrane and slope surface. The main application of this system is to work as a curtain, preventing small rock pieces from getting to the road when they detach by driving them all along the slope surface till the ditch. In relation to high resistant flexible systems, these are formed by a cable net or single torsion mesh presenting a relatively more rigid contact with slope surface, and manufactured with a high resistant steel of around 1700 Mpa. The main application of these systems, according to manufacturer brochures, is to avoid soil sliding or rock detachment in slopes by exerting a normal pressure to the ground,  $p$ , that avoids that instability occurs by increasing internal shear resistance on sliding plane. This pressure  $p$  is apparently due to a pretensile force applied to the membrane and reinforcement cables in the moment of installation, which finally induces the stabilisation effect. Manufacturers and some researchers refer to this behaviour as '*active*'.

Flexible systems were first used in the 50's (Peckover and Kerr 1976), while high resistant in the 80's (Justo et al. 2009). Although the use of flexible high-resistance systems has generalised throughout the world, it has been found, only, one official technical document to guide the design and calculation of these systems (Phear et al. 2005). Moreover, there are few scientific references tackling the topic of design methodology except for those of the manufacturers of cable nets and high-resistance wire meshes themselves, and two PhD thesis of independent researchers from the University of Cantabria (Castro Fresno 2000; Da Costa García 2004).

Only two field monitoring campaigns have been found in bibliography, one in USA (Muhunthan et al. 2005) and another in Italy (Bertolo et al. 2009). In none of these experiences initial pretensile force on the membrane is measured, so there are no references on the pretension force applied in the membrane itself systems.

Most of manufacturers and independent researchers assume an active behaviour of these systems when they propose their models. Most of models found in bibliography are analytical, except two attempts of performing a numerical simulation (Da Costa García 2004; Luis Fonseca 2010) but without realistic solution (see section 2.4 for more details). In most of the existing models limit equilibrium analysis is considered with a particular failure mechanism, either wedge shape or infinite slope. A uniform pressure  $p$  normal to the ground is calculated so that it increases the normal effective stress on slope surface and therefore the shear resistance between potential sliding surface. However, the hypothesis of active behaviour has not been demonstrated by any company designer or independent researcher. Two main conditions have to be necessarily satisfied by a flexible system in order to be considered as active:

- Membrane has to be initially prestressed with a known tensile force  $T$ , which depends on desired normal pressure  $p$  and slope curvature.
- Membrane (and therefore slope surface) should present a convex shape, either a catenary, circumference or parabola.

Field visits and review to photograph data base show that there is no real control on pretensile force applied to membranes. In addition, slope surface generally presents a flat geometry or even though concave, buy rarely convex.

The main problems found out regarding all the information collected at the initial stage are:

- Pretension force on membranes has not been measured on site.

- Most of the existing models assume an active behaviour of high resistance flexible systems, while this main assumption hasn't been demonstrated so far.
- If High-resistance flexible systems are not active, most of existing design methods are incorrect, leading to human risk in some cases or to unnecessary costs in others.

Therefore, the **hypothesis** of this thesis is:

- High-resistance flexible systems must be considered as passive systems, rather than active. Hence, the system only retains the unstable mass once the sliding has already occurred.

And the **objectives** of this thesis can be summarized as follows:

- Objective 1.- Verify which is the real curvature of slopes.
- Objective 2.- Find out whether a known and controlled pretensile force is applied on the membrane.
- Objective 3.- Measure the real forces on flexible systems (cable nets) in different field locations.
- Objective 4.- Critical review of all existing design models.
- Objective 5.- If the system is not active, develop a new design method considering the system as passive, and based on a numerical simulation of the interaction between *flexible system – unstable mass – ground*.

- Objective 6.- Develop simple formulas or abacus for design purposes based on the numerical simulation results.

Table 1.- Objectives and methodology employed.

OBJECTIVE	METHODOLOGY
1	Field visits and photograph data base check. In addition, a revision of manufacturer's brochures in needed.
2	Field visits and photograph data base check. In addition, a revision of manufacturer's brochures is needed.
3	Instrumentation of forces. Need a review of different force/displacement/strain technologies.
4	Revision of existing design methods. Critical analysis of every hypothesis assumed.
5	Design method through numerical method. Need a review of different numerical methodologies.
6	Apply statistical techniques (Design of Experiments and Regression). No need of State of the Art, straightforward task.

## **2.- STATE OF THE ART**

The aim of this chapter is to look for the necessary information to carry out the objectives of this thesis which need a very specific methodology.

### *2.1.- HIGH RESISTANCE FLEXIBLE SYSTEMS*

In this section, a complete review of the majority of flexible systems existing on the market has been exposed. Seven different companies which sell their products all over the world have been reviewed (Iberotalud, Geobrigg, Macaferri, Tubosider, Saggam, Avaroc, Inchalam). The aim of this paragraph is to understand better the mechanism of the interaction between flexible system-ground and demonstrate qualitatively further on that these systems present a passive behaviour instead of active.

These systems are formed by membranes, bolts anchored to the ground and reinforcement cables forming regular patterns. There are two main types of membranes available on market, cables nets and wire meshes.

### Cable nets

This typology is fabricated by most of manufacturers. It includes the following elements:

- Wire mesh: triple torsion fabricated with low resistant steel. Its function is to reduce the net grid spacing to prevent detachment of small fragments of soil or rock. It is not considered to provide any additional resistance to overall stability. It is the first element installed.
- Cable nets: manufactured with braided 8 to 10 mm galvanised steel cable that forms a weave of grids from 200 to 300 mm. The cables are fixed at the intersection points of the net weave by staples. Cable nets are usually provided by manufacturers in square or rectangular panels of different dimensions, with sides from 2 up to 6 m.
- Reinforcement/sewing and perimeter cables: employed to join net panels, fit the net to the ground and make the system rigid through connection with the central bolts and anchors of the perimeter cable. The diameter size depends on the manufacturer, but varies from 8 to 20 mm. Reinforcement cables are horizontally and vertically distributed, forming a square or rectangular pattern of 2 to 6 m, knitting the cable net panels. At the intersection points of the horizontal and vertical cables, they are fixed by bolts to the ground along with the membrane by a spike plate and a screw. The perimeter cables enclose the outer area of the zone to be stabilised.

- Bolts: they are placed at the crossing points of the reinforcement cables.
- Cable anchors: they are used at the edge of the zone to be stabilised to brace and tense the perimeter cables.
- Spike plate: to attach the intersection of the net cables and reinforcement cables to the ground by a screw thread in the bolt, which is placed above the plate.

Once the triple-torsion mesh is set in place, the net is installed. During the installation process, the cable net panels are laid from the top of the slope to the bottom. The panels are fixed to each other either by clamps or by sewing cables, depending on the manufacturer's installation brochure. At the corners of the panels, some perforations are made where the intermediate bolts will be placed. A small depression is made around the perforation, so that the reinforcement cables have a slightly convex shape. Additionally, pretensed reinforcement cables are placed vertically and/or horizontally before tightening the intermediate bolts. When using sewing cables between panels, they also generally work as reinforcement cables. The next step is to tense the perimeter reinforcement cables outwards, which helps to prestress the net. This process of tensing is performed both for horizontal and vertical reinforcement cables. Finally, the internal bolts are tightened, attaching the net to the ground in the depression around the bolt, contributing to an additional membrane pretension.

### Wire mesh

High-resistance wire meshes anchored to the ground are composed of the following elements:

- Wire mesh: always employed a simple torsión, manufactured with medium (600-800 N/mm<sup>2</sup>) to high resistance steel (>1600N/mm<sup>2</sup>). They generally form squares or rhombus with variable dimensions and sections. They are provided in rolls instead of panels.
- Clips: certain manufacturers use this element they are used to join rolls of wire mesh and to give continuity to the membrane.
- Sewing cables: an other alternative to join rolls, instead of clips. If used, they also work as reinforcement cables.
- Reinforcement cables: their use is optional. When installed, they are generally placed in horizontal lines.
- Spike plates: they fix the mesh to the ground through a screw thread in the bolt. According to a certain manufacturer (Geobrugg North America 2005) the tightening force may reach 50 kN on the ground.
- Perimeter cables: the perimeter cables enclose the outer part of the zone to be stabilised, although they are not always used.
- Bolts: bolts (GEWI piles or similar) are arranged in lines and columns with a constant separation, but patterns of square panels are not desired. They are used both for the internal zones of the mesh and the outer perimeter.
- Cable anchors: used on rare occasions on the perimeter.

The system installation process is very similar to the cable net, except that reinforcement cables are not always employed, and when used, they are only placed in horizontal arrangements. Another difference is the attachment

between rolls: instead of vertical reinforcement cables, clips are used to attach mesh rolls.

## *2.2.- NUMERICAL ANALYSIS METHODOLOGIES*

Various numerical methodologies have been briefly described and discussed:

- Finite differences: It is commonly used to solve fluid problems or structural dynamic problems. Govern equation that describes the physical phenomena is substituted by a finite differences equation. Both space and time domain can be discretised into infinitesimal cells or increments in order to solve step by step the govern equation in finite differences. This method can be applied to either a lagrangian or eulerian approach and to static or dynamic problems. However, it is generally used to solve fluid problems or dynamic structural problems.
- Finite elements: Space domain is discretised into elements, and govern equation is solved applying Galerkin method. Generally used to solve static structural problems, but could be used as well for dynamic structural ones. It's more precise than finite differences but needs more computational effort.
- Discrete elements: Used to solve problems with granular materials or rock fragments. Each body of the problem is discretised in one only discrete element. Motion, collision and frictional equations govern the phenomena. It's always used in a lagrangian approach. Computing time depends on the quantity of equations and amount of elements, but could be considerably high.

- ALE (Arbitrary Lagrange Euler): Problem is initially discretised with a lagrangian mesh, but in particular time steps, discretisation of some parts of the domain could be changed into eulerian, if displacements or distortions are too large. Used to solve collision problems or materials with high deformability.
- SPH (Smooth Particle Hydrodynamics): Is a lagrangian mesh free method where problem is discretised into points, instead of into continuous cells or elements. Deformations are expressed in terms of variations of density. For each point  $i$ , density is defined as a simple weighing function of the density of that point  $i$  and neighbour points  $j$  and the distance  $ij$ . It is generally used to solve free surface problems, fluid problems with lagrangian approach, collision or impact problems and large distortion/deformation problems. Time computing of these methods is lower than ALE or Discrete Elements.

From all these method SPH is considered to be the most adequate regarding that:

- Large deformations and distortion can be simulated
- Not excessive time consuming
- Sufficient precision: bench mark simulations of impacts and free surface have been performed by different authors, showing small differences on results between different numerical methods
- Intuitively 'good aspect' of preliminary simulations of *flexible system-slope* interaction. In a first stage, ALE did not solve properly the problem.

### 2.3.- INSTRUMENTATION TECHNOLOGIES

Various technologies have been roughly described and discussed in order to select the most adequate for the necessities of this research. A summary list is presented in Table 2.

Finally, it has been decided to select a sensor based on extensometric gages technologies regarding the following advantages:

- Sufficient precision and adequate base of measurement
- Existence of standard sensors for measurement in cables, with proved reliability
- Low cost

Table 2.- Comparative between different technologies.

	MEASUREMENT BASE	PRECISION	IMPLANTATION	TECHNICAL ADVANTAGES	STANDARD CELLS?	COST(*)
EXTENSOMETRICAL GAGES	>1 mm	1-10 $\mu\epsilon$	Very high	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Cables are less fragile than fiber optic</li> <li>•If cable breaks, it can be welded</li> </ul>	Yes	Sensor: 10€ Cell: 125€ Equipment:5000-15.000€
VIBRATING STRIG SENSORS	>80 mm	1-10 $\mu\text{m}$	Average	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Cables are less fragile than fiber optic</li> <li>•If cable breaks, it can be welded</li> </ul>	No	Sensor: 500€ Cell: ?€ Equipment:5000-15.000€
INDUCTIVE SENSORS (LVDT)	>1 mm	1-10 $\mu\text{m}$	High	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Cables are less fragile than fiber optic</li> <li>•If cable breaks, it can be welded</li> </ul>	No	Sensor: 500€ Cell: ?€ Equipment:5000-15.000€
FOS- BRAGG GRATING	>10 mm	1-10 $\mu\epsilon$	Low	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Immunity to electromagnetic interferences</li> <li>•Multiplexing</li> </ul>	No	Sensor: 300€ Cell: ?€ Equipment:10.000-30.000€
FOS-FABRY PEROT	>10 mm	1-10 $\mu\epsilon$	Low	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Immunity to electromagnetic interferences</li> <li>•Multiplexing</li> </ul>	No	Sensor: 300€ Cell: ?€ Equipment:10.000-30.000€
FOS-BRILLOUIN	>10 mm	1-10 $\mu\epsilon$	Low	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Immunity to electromagnetic interferences</li> <li>•Multiplexing</li> </ul>	No	Sensor: 300€ Cell: ?€ Equipment:10.000-30.000€

(\*) Equipment cost has been estimated for 16 channels' equipment.

## 2.4.- PREVIOUS EXPERIENCES

### Field monitoring

Only two field monitoring campaigns have been found in bibliography, one in USA (Muhunthan et al. 2005) and another in Italy (Bertolo et al. 2009). In the first case, various locations with passive systems (no initial pretension was applied) were monitored. Strains on reinforced vertical cables located in the upper part of the slope were measured in order to register overloads for snow or debris accumulation. In the second case, a force was applied to the membrane using a hydraulic jack placed on in the rock slope, in order to measure the resistance of the whole system. Load cells were installed in bolts and reinforcing cables to register force at the moment when maximum load was applied. In none of these methods initial pretensile force on the membrane is measured, so there are no references on the pretension force applied in the membrane itself systems.

### Numerical simulations

There are no references found on bibliography where flexible system anchored to a soil slope is simulated by using SPH.

In relation to simulations of slope stability with SPH, there has been found two authors that have dealt with the problem (Swegle et al. 1995; Bui et al. 2007). These authors simulated the own process of failure, rather than the movement of the unstable mass after the failure occurred.

Almudena da Costa defines in her PhD Thesis an attempt to simulate the interaction between *flexible system – soil slope* (Da Costa García 2004). The analysis was performed with the software OXFEM (finite element developed by Oxford University). The action considered was a weathering law of soil cohesion. The simulations show that soil deformation of the whole process

was nearly negligible (less than 4 mm of horizontal displacements), and so as membrane tensile force (less than 13 kN/m).

In 2007 M.Cala, M. Kowalski (Science and Technology University of Krakow) performed various simulations with the software Flac (finite differences) of a 2D slope with an anchored flexible system (Luis Fonseca 2010). There are few details of the simulations and authors haven't published any indexed article concerning these simulations. Authors only indicate that safety factor when flexible system is used is higher and increases even more, if it is prestressed before. There are no data of tensile force developed on membrane during the simulation. However, some images of the simulations are shown, and membrane deformation is negligible.

### **3.- IN SITU INSTRUMENTATION**

Three different real emplacements with cable nets have been instrumented in order to measure the forces on flexible systems from the beginning of installation.

Two main reasons have motivated the decision of selecting cable nets instead of wire meshes for instrumentation. Firstly, the research project that economically supports this thesis is framed in a partnership between local authorities, the company Iberotalud (which manufactures only cable nets) and the University of Cantabria. Secondly, cable net is a much more widespread system than high resistance wire mesh.

#### Methodology employed

Forces on cable net, reinforcement cables and bolts have been measured. The sensors used are based on electric extensometer technology.

To measure the forces on cables, special sensors have been found in the market to fit in cables without cutting them. These sensors are generally used as a load capacity alarm in lift cables. Figure 4 and Figure 5 are photographs of the sensors used for net cables (8 mm diameter) and for reinforcement cables (16mm diameter). When a cable is set up in the sensor without any initial force, the cable adopts a triangular shape, since supports and removable flange are not aligned. When a tensile force is applied to the sensors, the cable tends to be aligned so it forces the sensor beam to bend itself. Internal strain gages on top and bottom faces measure the deformation. Each sensor is calibrated in order to have an individual tensile force on cable versus electrical signal of strain gages.

For the measurement of tight force on bolts, special load cells have been designed by the author. These load cells consist on a hollowed cylinder with strain gages in four generatrices. Strain gages are connected in a Wheatstone Bridge circuit in order to cancel bending effects and temperature changes and sum axial deformation increasing the signal (see Figure 6). Therefore, the load cell is able to measure axial loads applied on the axis direction of the bolt. Individual calibrations had been performed in order to obtain the relation between axial load and electrical signal output from strain gages.

The sensors are connected in a commercial data acquisition equipment that includes an amplifier, signal filter, and a digital card.

Periodical measurements have been recorded on site, taking each time the data acquisition equipment to site and recording the data. It was discarded to perform a continuous measurement by leaving one equipment in each place because of the high cost this would involve.

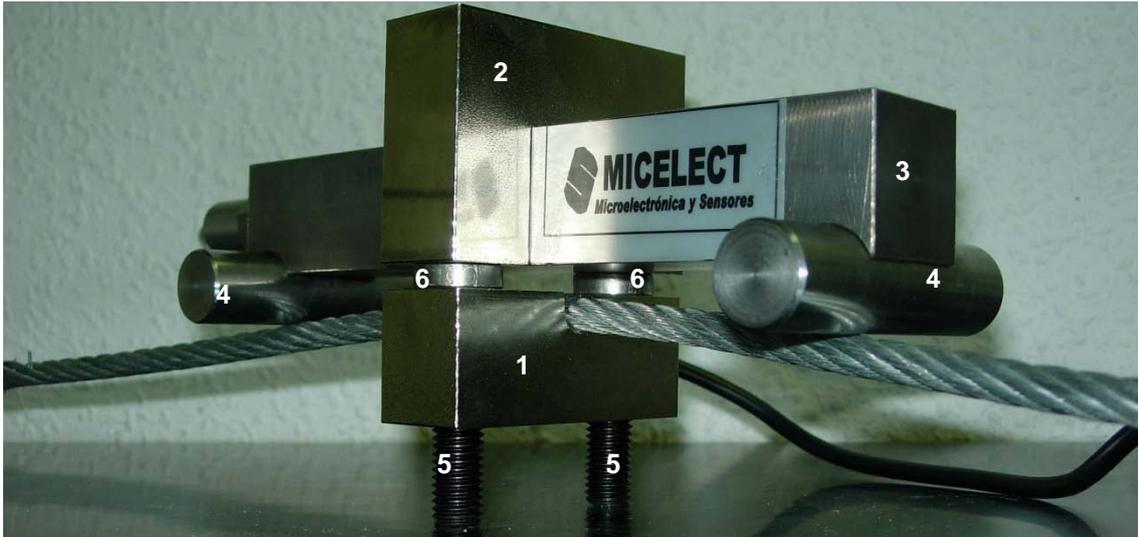


Figure 4.- Sensor for net cables (8 mm diameter cable sensor).

- 1: REMOVABLE FLANGE
- 2: BRIDGE
- 3: BEAM
- 4: SUPPORTS
- 5: SCREWS
- 6: WASHERS (3 mm thickness, for 8 mm diameter cable sensor)

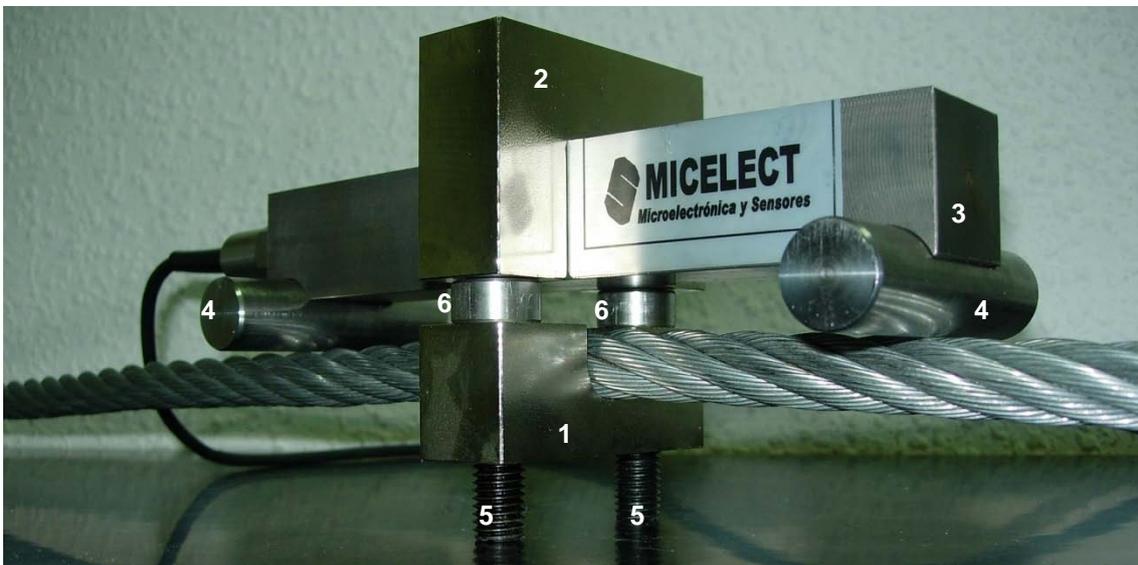


Figure 5.- Sensor for reinforcement cables (16 mm diameter cable sensor).

- 1: REMOVABLE FLANGE
- 2: BRIDGE
- 3: BEAM
- 4: SUPPORTS
- 5: SCREWS
- 6: WASHERS (6 mm thickness, for 16 mm diameter cable sensor)



Figure 6.- Load cell for measurement axial loads in bolts.

### Instrumented emplacements and data recorded

Three different locations have been instrumented, located in Puente El Arrudo (Cantabria), Carmona (Cantabria) and Torazo (Asturias).

Puente El Arrudo is a 5 m high rock formed by limestone stratus and clay filled joins.

Carmona is a 80 m high slope with an average inclination of 60° formed by sand soil.

In Torazo, two independent slopes were instrumented, separated around 100 m one from the other. The first one (Location 1) is a 6 m high slope with a varying slope. The second emplacement presents a slope of 15 m high with an increasing slope angle from 45° to 90°. In both cases the material is a soft rock sand.

In Puente El Arrudo only net and reinforcement cables were instrumented. In Carmona and Torazo, net cables, reinforcement cables and bolts were instrumented.

In all cases, cable nets were manufactured and installed by Iberotalud.



Figure 7.- Sensors set up in Carmona. Typical arrangement.

Table 3.- Puente El Arrudo recorded data.

MEASUREMENT AREA	SENSOR		1 <sup>st</sup> RECORDING 15/06/2007	2 <sup>nd</sup> RECORDING 17/04/2008	3 <sup>rd</sup> RECORDING 03/07/2008	4 <sup>rd</sup> RECORDING 06/11/2008
	Type	Nº	kp	kp	kp	kp
1	5000	2	244	178	94	117
	5000	31	159	114	-44	0
2	16000	39	-53	450	272	-30
3	16000	2	192	491	313	100
	16000	50	183	281	213	-18
4	5000	51	36	9	103	144
	5000	53	-78	25	34	56
	16000	19	-59	293	169	181

Table 4.- Carmona recorded data.

MEASUREMENT AREA	SENSOR		1 <sup>st</sup> RECORDING 04/04/2008	2 <sup>nd</sup> RECORDING 03/07/2008	3 <sup>rd</sup> RECORDING 06/11/2008
	Type	kp	kp	kp	kp
1	CELL	1	3117	3600	4881
	5000	87	28	56	56
	5000	92	55	21	8
	5000	94	26	47	47
	5000	95	-56	72	-28
	16000	40	155	160	128
	16000	42	676	640	683
	16000	46	356	284	770
	16000	48	388	460	480
2	CELL	2	3567	4178	4789
	5000	4	44	306	29
	5000	28	2	5	14
	5000	43	6	101	162
	5000	60	36	-11	-6
	16000	16	377	222	98
	16000	21	284	160	142
	16000	37	196	213	249
	16000	38	444	-89	124
3	CELL	3	1100	1671	1900
	5000	48	16	-21	-26
	5000	55	3	-58	-58
	5000	56	2	-95	-8
	5000	61	61	5	14
	16000	1	720	651	791
	16000	2	187	325	160
	16000	10	289	360	-173
	16000	23	747	460	416
4	CELL	4	903	1024	1003
	5000	32	44	-25	-5
	5000	36	19	197	256
	5000	42	-1	23	-74
	5000	54	47	157	181
4	16000	5	645	325	-261
	16000	22	133	204	169
	16000	31	169	249	226
	16000	36	215	201	132

5	CELL	5	1328	1723	2141
	5000	5	64	46	51
	5000	29	31	56	70
	5000	67	109	268	296
	5000	68	49	27	29
	16000	3	299	240	224
	16000	8	521	345	443
	16000	17	418	290	311
	16000	24	178	160	107

Table 5.- Torazo. Recorded data on cable sensors.

LOCATION	SENSOR		1 <sup>st</sup> RECORDING 19/08/2009	2 <sup>nd</sup> RECORDING 26/11/2009	3 <sup>rd</sup> RECORDING 14/12/2010
	Type	Nº	kp	kp	kp
1	5000	7	9	357	372
	5000	62	95	-44	-39
	5000	59	19	339	378
	5000	46	8	-18	-2
	5000	49	19	31	-19
	5000	20	37	47	-48
	16000	29	229	300	161
	16000	15	275	355	101
	16000	26	384	26	-82
	16000	12	366	-52	-7
	16000	35	483	318	161
	16000	32	567	301	200
	16000	9	373	319	132
	16000	33	639	573	273
16000	4	241	340	136	
2	5000	83	-111	729	754
	5000	98	53	212	137
	5000	86	63	5	-62
	5000	89	-19	-50	-50
	5000	93	22	85	-32
	5000	96	-10	-57	-33
	5000	85	9	281	301
	5000	81	212	-13	-75
	5000	90	-34	-2	-95
	5000	80	30	71	-69
	5000	97	32	86	70
2	16000	45	173	466	-46
	16000	44	23	647	66
	16000	49	411	1903	272
	16000	41	362	1205	95
	16000	13	-237	-136	-142

	16000	43	121	351	30
	16000	14	183	605	116
	16000	11	209	308	-26
	16000	7	273	473	67
	16000	25	437	1316	81
	16000	47	302	874	92
	16000	28	102	514	114

Table 6.- Torazo. Recorded data on load cells.				
LOCATION	SENSOR		1 <sup>st</sup> RECORDING 18/12/2009	2 <sup>nd</sup> RECORDING 14/12/2010
	Type	Nº	kp	kp
1	CELL	12	989	6250
	CELL	13	2385	7387
	CELL	14	2083	63
	CELL	15	1817	1817
2	CELL	1	1221	5330
	CELL	2	1541	7786
	CELL	3	699	847
	CELL	4	346	9975
	CELL	5	300	8390
	CELL	6	1155	1160
	CELL	7	1126	2669
	CELL	8	833	5130
	CELL	9	958	7767
CELL	16	2321	7877	

## Results discussion

Initial forces on net cables are of the order of 100 kp while reinforcement cables could achieve up to 500 kp. This finally demonstrates that cable nets present a very low and negligible prestressed force.

In relation to initial recording on bolts, which represents the tighten force, it does not exceed 2000 kp.

Regarding the review carried out on technical brochures from different manufacturers; it can be stated that they all essentially apply the same

installation procedure. Therefore, these results can be extended to any kind of flexible system, either cable net and wire mesh.

This confirms that initial prestressed force on membrane and bolts is very low and nearly negligible, therefore, high resistance flexible systems cannot be considered as active.

#### **4.- ANALYSYS OF EXISTING DESIGN METHODOLOGY**

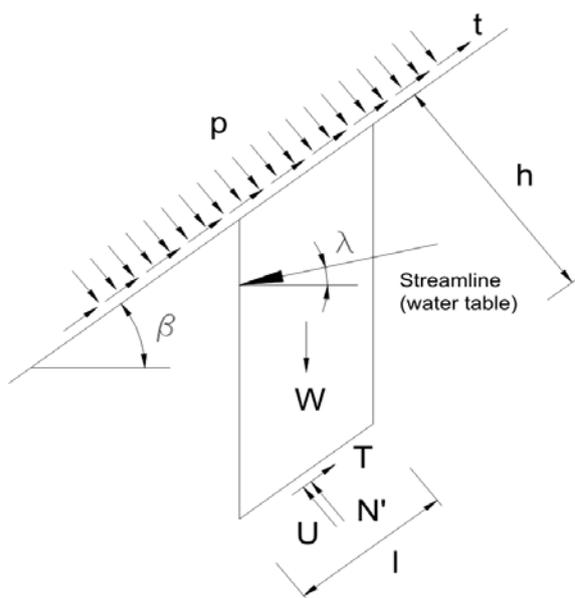
Nine different design models proposed by manufacturers, researchers and one independent entity, CIRIA, have been described and analysed. Only two numerical simulations have been performed as an attempt to describe *flexible system – slope* interaction (see section 2.4). However, neither of these two simulations provided realistic solutions, so they have not been included in this section. The rest of models found in bibliography are analytical. The aim of this chapter is to demonstrate that all existing design methods do not describe the real phenomena of flexible system-ground interaction. Therefore, a new design methodology should be developed. The models described belong to three different companies, two researchers and CIRIA.

##### Description

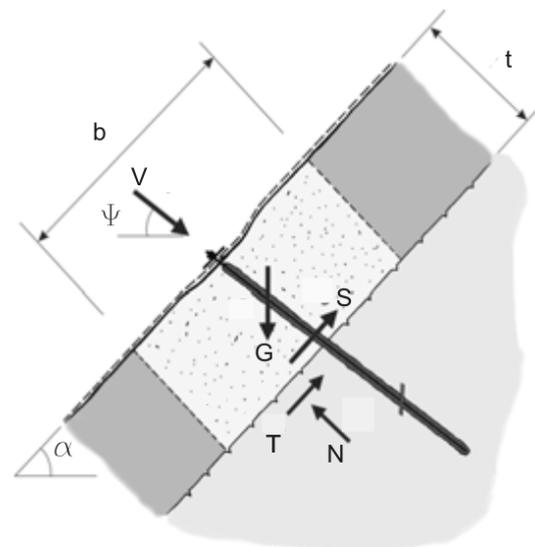
In all these models a limit equilibrium analysis is raised where a specific failure mechanism is proposed. The differences between some models to others are the failure mechanism proposed, considering water level or not and application to rock or soil slopes and seismic coefficient considered or not. Some models are used to design just the membrane, while others are employed to design the bolts. A brief of the main assumptions of these methods is listed in Table 7.

Table 7.- Existing design models.

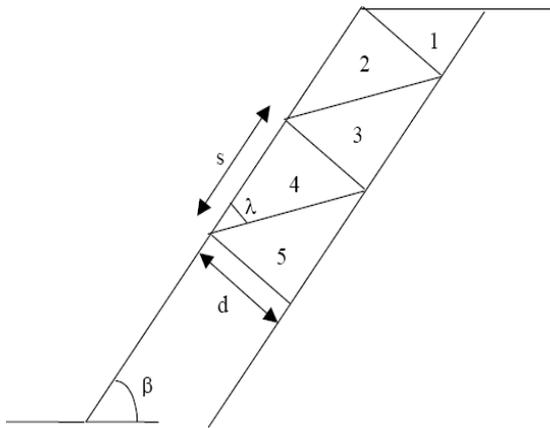
Model	Author	Mechanism	Application	Water	Element design
1	Da Costa, A.	Infinite	Soil, overall failure	Yes	Membrane
2	Geobruigg	Infinite	Soil, overall failure	No	Membrane
3	Da Costa, A.	Discretised in wedge (wedges limited between bolt rows)	Soil, overall failure	Yes	Membrane
4	Iberotalud	Block+wedge	Soil, overall failure	No	Membrane
5	Maccaferri	Infinite	Rock, overall failure, seismicity	No	Bolts
6	Geobruigg	Block+wedge (between 2 bolt rows)	Soil, local failure	No	Membrane
7	Castro, D	Block+wedge (between 3 bolt rows)	Soil, local failure	Yes	Membrane
8	Maccaferri	Block+wedge (between 2 bolt rows)	Rock, local failure, seismicity	No	Membrane
9	CIRIA	Block+wedge (between 2 bolt rows)	Soil, local failure	Yes	Membrane



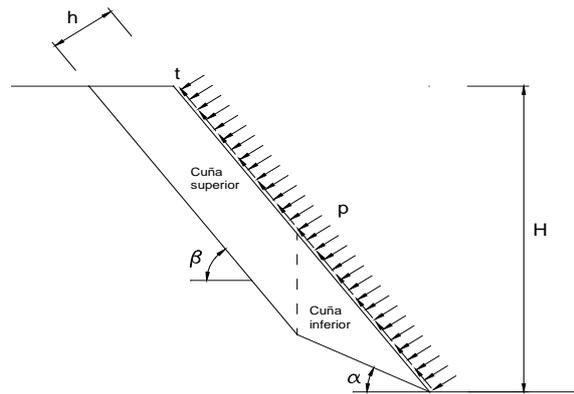
**Model 1.** (Da Costa García 2004)



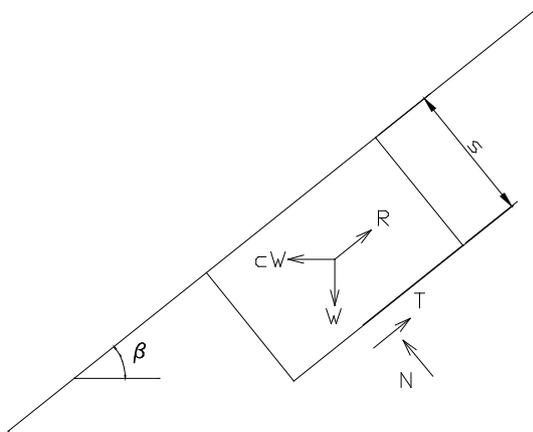
**Model 2.** (Guasti 2003; Flum et al. 2004)



**Model 3.** (Da Costa García 2004)

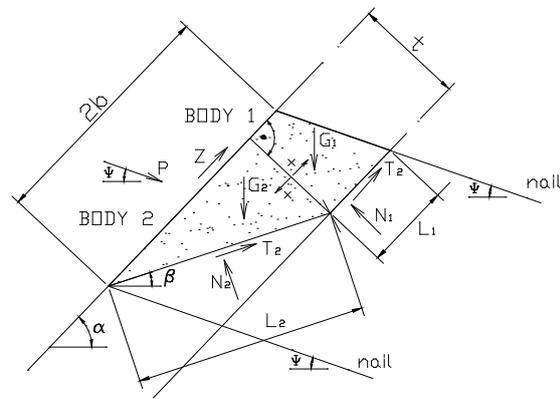


**Model 4.**

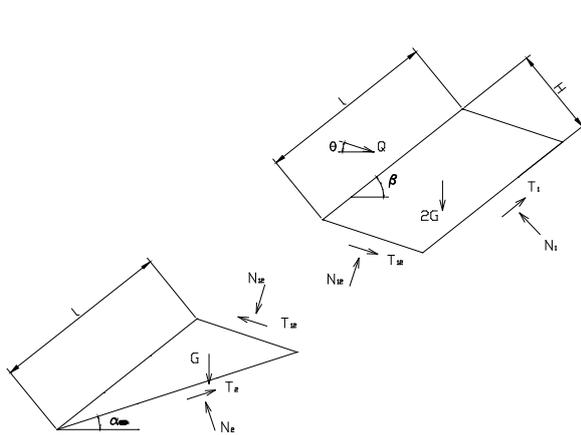


$$FoS = \frac{\text{Stab. forces}}{\text{Driving forces}} \approx \frac{W \sin \beta - cW \sin \beta \tan \phi + R}{\gamma_{dr} W (\sin \beta + c \cos \beta)}$$

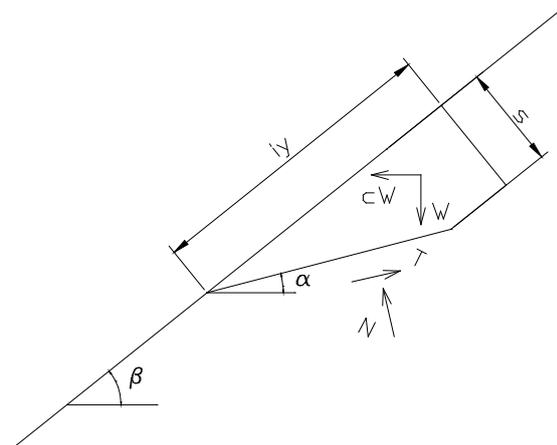
**Model 5.**



**Model 6.**

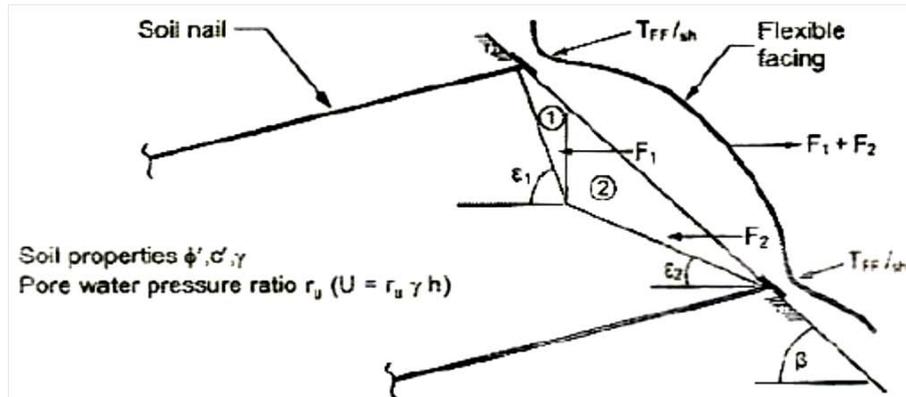


**Model 7.**



$$F_{local} = \text{Stab. force} - \text{Driving forces} = W_{local} [\sin \alpha (1 - \gamma_{dr}) + c \gamma_{dr} \cos \alpha]$$

**Model 8.**



Model 9. (Phear et al. 2005)  
Figure 8.- Existing design models

The procedure consists on stabilising a set of equilibrium equations in order to calculate the needed pressure normal to the ground ( $p$ ) that stabilises the slope by increasing the shear resistance in the potential failure surface. Coulomb yield criterion is adopted in all cases, even for rock slopes so peak friction angles are adopted. The pressure  $p$  calculated is then used to select a specific membrane typology (grid shape, cable/wire diameter, bolts spacing) of membrane or bolt that bears that action.

In relation to membranes, different laboratory tests have been carried out in order to calculate their bearing capacity to different actions (punctual normal load, uniform normal load, tensile force) for different panel size (bolts spacing pattern). Generally, the uniform normal load is the value adopted for design purposes; therefore, the value  $p$  calculated in the design methods should be lower than the bearing capacity of this particular test.

Regarding bolt design, specific anchor manufacturers provide their own strength specification tables.

### Critical analysis

Various hypotheses have been established by authors in order to develop their models. However, regarding installation methods and slope geometry,

some of them are not fulfilled, leading to an incorrect design method. Below, every incorrect hypothesis is summarised and discussed.

**Hypothesis 1.-** *“Stability analysis using limit equilibrium method”* (Hypothesis proposed in all models). Initial tensile force is very reduced according to data recorded (see Paragraph 3). In addition, slope geometry is generally flat, rather than convex. Therefore, it cannot be guaranteed that the membrane is able to exert a uniform pressure along the slope surface from the beginning of the installation. Therefore, limit equilibrium method is not a suitable analysis approach, since it assumes that the membrane exerts all its bearing capacity in the critical state ( $p$ ) with negligible ground movements. At this point is important to remark that when failure occurs in a sliding surface, ground shear movements are very reduced, about 1mm in case of sands or rocks and 1 cm for clays (Bolton 1986)(Barton and Choubey 1977)(Skempton 1985).

**Hypothesis 2.-** *“Prestressed membranes are able to exert a force that stabilises a potential failure mechanism on a slope”* (Hypothesis proposed in models 1, 2, 3, 4, 6, 7) Three conditions must be satisfied in order to set up this hypothesis. Firstly, the ground must present a convex shape with a known curvature. Secondly, prestensile force has to be initially calculated in relation to desired pressure  $p$  and slope curvature (see Figure 9). And thirdly, that prestressed force must be controlled when applied on a real site. In reality, none of these three conditions are satisfied: ground does not generally present a convex shape and prestressed force on membrane is neither calculated nor controlled.

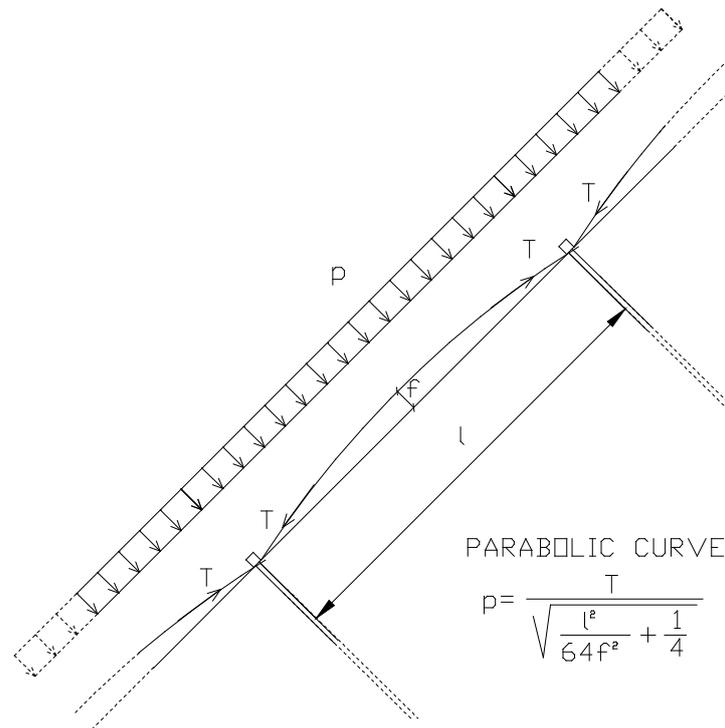


Figure 9.- Flexible system-slope interaction. Theoretical active behaviour.

Example of parabolic convex shape.

**Hypothesis 3.-** *"Bolts are able to exert a force over the slope surface which stabilises a potential slip surface"*. (Hypothesis proposed in models 1, 2, 3, 4, 6, 7). According to measurements carried on real sites (see paragraph 3), the tighten force on bolts does not generally exceed 20 kN, and according to Geobrugg technical brochure, 50 kN. To show an order of magnitude, if we need to stabilise an infinite slope with  $\phi=30^\circ$ ,  $c=10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma=16 \text{ kN/m}^3$ , no presence of water and bolts spacing of 4 m, we should need a punctual load of 160 kN.

**Hypothesis 4.-** *"The membrane transmits an upward shear force to the ground as a consequence of the initial pretension to which the membrane is submitted"* (Hypothesis proposed in model 6). When exerting a pretension on the membrane, a compression force would be achieved parallel to the slope, but not a shear upslope force (force Z on Figure 8, Model 6). Moreover, the compression force in the same direction as the slope would not imply an

increment in the stabilising forces preventing sliding, because it would not work perpendicularly to it.

**Hypothesis 5.-** *“Failure mechanism consisting in wedges separated between rows of bolts”* (Hypothesis proposed in models 3, 6, 7). Different authors and companies propose failure mechanisms based on soil or rock wedges limited by rows of bolts. This failure mechanism is based on the idea that bolts can in some way induce the breakage of the ground. However, this failure mechanism has neither been theoretically demonstrated nor been observed on site. In the case of soil slopes, what has been observed is that once sliding is produced, the horizontal reinforcement cables, due to their initial pretension, may be able to hold the material. Thus, pockets of ground are observed limited in their lower part by a horizontal reinforcement cable (see Figure 2). However, the calculation approach to model this situation should be based on numerical simulations using a model that studies the interaction between membrane - unstable soil/rock - slope.

**Hypothesis 6.-** *“In a failure mechanism defined by wedges, the part of the ground above an unstable wedge is stabilised by the membrane and bolts”* (Hypothesis proposed in models 6, 7, 8). Firstly, none of the authors accurately define the hypothesis, because it is not sufficient to state that the higher ground is stabilised by the membrane and bolts. It is necessary to indicate that there must be a crack in the upper wedge edge where there is no kind of interaction with the higher ground. Thus, the equilibrium equations that are established can be solved, because otherwise, there would be more unknowns than equations. On the other hand, the stabilization pressures calculated by this mechanism are lower than those assuming infinite slope. This implies that unless it is reliably known a priori that this will be the failure mechanism, the hypothesis of infinite slope would be preferable to be on the safe side.

## 5.- NEW DESIGN METHODOLOGY

High resistance flexible systems do not present an active behaviour, as it has been proved in previous paragraphs. Therefore a new design methodology based on a passive behaviour hypothesis should be developed.

The most adequate way to simulate the interaction of *flexible system - unstable mass - stable slope* is to perform a dynamic simulation through a numerical analysis software. The aim is to reproduce the real phenomena of a moving mass (soil slip circle or rock wedge). A 2D simulation of a vertical section that represents the symmetry axis of a panel, from top to down slope is being considered as a simplification of the problem. A panel is an individual square or rectangle limited by bolt rows and bolt columns. The combined effect of reinforcement cables and bolts has been considered through a spring. This spring represents the influence line in a horizontal cable, of the middle point deflection  $y$  vs. a uniform load  $q$ .

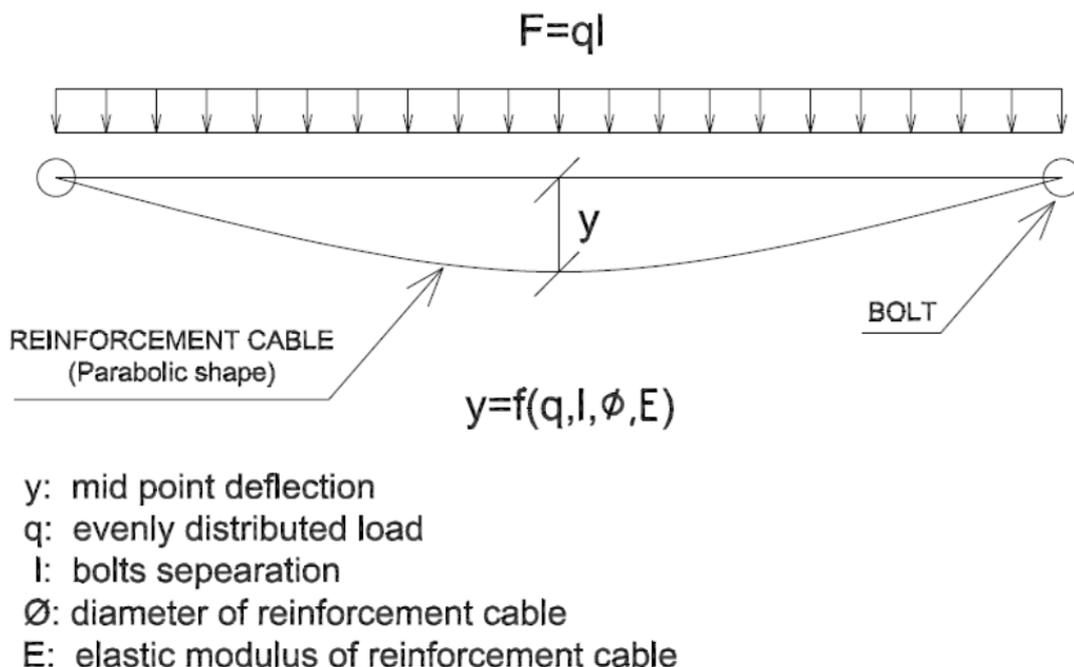


Figure 10.-'Spring' component (reinforcement cable+bolt actions).

Influence line in horizontal reinforcement cable of deflection  $y$  vs. uniform load  $q$ .

The simulation starts right after the failure criterion has been reached until the moving mass has stopped. For that, it is necessary to calculate first the dimensions of the slip circle or rock wedge through a soil or rock slope stability software. Now, the problem is ready to be set up in a dynamic analysis software by knowing the geometry of the problem, material properties and friction coefficients between components. The initial condition is null velocity for all components; only gravity is considered since this will be the only necessary initial force that will start to move the unstable mass.

In the case of soil slopes, one of the main inconvenient is to modelise the behaviour of the unstable mass (slip circle). Large distortions can be developed in that mass, therefore discretisation through different mesh methods are not the most convenient technique. Regarding the State of the Art concerning numerical analysis methodologies, SPH (Smooth Particle Hydrodynamics) is been considered as the most adequate, since it is a mesh-free lagrangian method.

In the case of simulating rock slopes, there is no need to use this methodology, since no large distortions occurred inside the unstable mass. Therefore, a normal mesh lagrangian discretisation for the rock wedge can be applied.

The rest of the components of the problem, stable slope, membrane, springs (reinforcement cables + bolts) can be also discretised through a lagrangian mesh.

The commercial software brand selected is Autodyn (independent solve engine belonging to Ansys Inc., see Figure 11). Autodyn is one of the few wide spread commercial software that offers SPH discretisation, and with a friendly environment for inexperienced users.

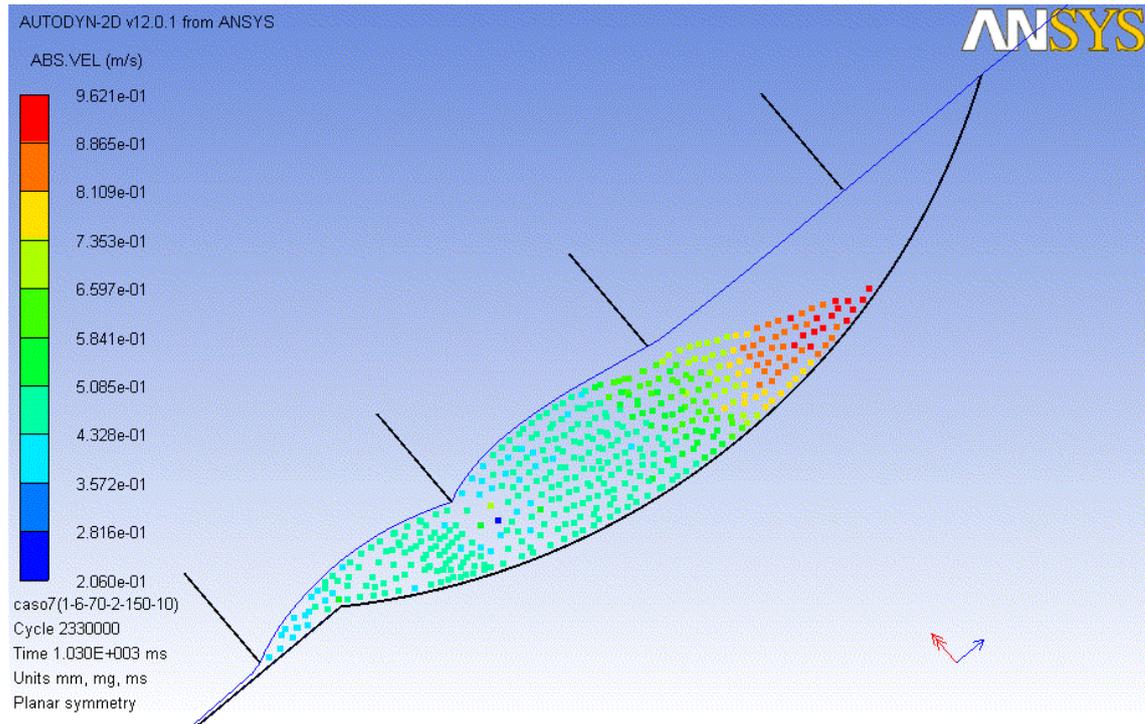


Figure 11.- Numerical simulation of flexible system – soil slope interaction.

In addition, a regression model is proposed in order to calculate the maximum force developed in the membrane and reinforcement cables without the need of performing any numerical simulation. The aim is to ease manufacturers, project designers and installation companies to perform the calculation of these systems without the need of acquiring the license of numerical analysis software. For that, a DOE (Design Of Experiment) has been performed, based on a half factorial central point design of 6 factors, obtaining a total of 45 cases to be numerically simulated. The factors or variables that have been considered are:

- $x_1$ : Depth (m). Depth of slip circle
- $x_2$ : Radio/Depth. Slip circle radio divided by slip circle depth
- $x_3$ : Slope angle ( $^\circ$ )

- $x_4$ : Vertical spacing between springs (m). Vertical spacing between two rows of springs, which is equivalent to two rows of bolts
- $x_5$ : Bulk modulus of membrane (kPa). The basic elastic parameter introduced in Autodyn is bulk modulus K rather than elastic modulus E, as it is more frequent in other softwares.
- $x_6$ : Diameter of reinforcement cable (mm)

For each of the 45 simulations, maximum tensile force on membrane and on springs has been recorded. With these two outputs, two regression models have been developed, one for the membrane (see paragraph 5.1) and another one for the reinforcement cable (see paragraph 5.2).

### *5.1.- MEMBRANE*

Eight different regression models have been generated in order to check which presents the best fit. Two statistical parameters have been calculated in order to have a criteria to select the most suitable model:  $R^2_{\text{pred}}$  (prediction coefficient) and  $s_{\text{res}}$  (typical deviation of model residuals). High values of  $R^2_{\text{pred}}$  and low values of  $s_{\text{res}}$  indicate good fitness. The reason to consider not only  $R^2_{\text{pred}}$  but also  $s_{\text{res}}$ , is based on the addition of an uncertainty component in the final regression model used for designing purposes: that uncertainty component is represented by  $| 1.96 \cdot s_{\text{res}} |$ .

Table 8.- Maximum tensile force on membrane. Regression models.

Model	N <sup>er</sup> data	Terms	Range (kN/m) (*)	R <sup>2</sup> <sub>pred</sub>	s <sub>res</sub> (kN/m)
1	45	27+independent	0-1492	62.62%	68.91
2	45	7+ independent	0-1492	85.82%	145.85
3	45	5+ independent	0-1492	84.24%	163.59
4	45	17+ independent	60-356	-%	-
<b>5</b>	<b>24</b>	<b>14+ independent</b>	<b>60-356</b>	<b>84.86%</b>	<b>14.36</b>
6	24	8+ independent	60-356	76.01%	21.69
7	24	5+ independent	60-356	72.48%	36.77
8	24	4+ independent	60-356	72.51%	39,02
8	24	$y=(a_0+a_1x_1+ a_2x_2+ a_3x_3+ a_4x_4+ a_5x_5)^2$	60-356	77.11%	33.53

(\*) The range corresponds to the model without applying the uncertainty. 24 cases have been selected over the 45, by removing those cases >356 kN/m and =0. The most resistant membrane available on market bears 356 kN/m. The least resistant bears 60 KN/m.

Model 5 presents the lowest s<sub>res</sub>. Model 2 shows the highest R<sup>2</sup><sub>pred</sub>, however, its s<sub>res</sub> is ten times higher than Model 5. Expression [63] represents the Model 5 with the addition of the uncertainty component (26 kN/m). Note that x<sub>6</sub> (reinforcement cable diameter) does not have any influence on the model. The uncertainty component has been calculated assuming a t-Student distribution, with 9 degrees of freedom (n<sup>er</sup> o datas - n<sup>er</sup> terms, including independent), with 5% probability of obtaining a higher value.

$$F(kN / m) = -279 + 145x_1 + 31,2x_2 + 11,3x_3 - 32,3x_4 + 0,508x_5 - 0,065x_3^2 - 2,60x_1x_3 \dots$$

$$\dots + 13,5x_1x_2 + 13,6x_1x_4 + 0,103x_1x_5 - 0,718x_2x_3 + 1,89x_2x_4 + 0,028x_2x_5 - 0,009x_3x_5 \quad [63]$$

## 5.2.- REINFORCEMENT CABLES

In the same way as it has been performed for the membrane, it is possible to generate a regression model for the design of the reinforcement cables. For that, it is necessary to record the maximum pressure on 'springs' from the 45 simulations. With these output results, it is then necessary to transform them into maximum tensile force on the reinforcement cable through the expression that links a uniform pressure with the tensile force on a cable. Regarding that the stress-strain relation on the cable is not linear (E module is not constant), numerical methods to sort out the problem have been applied through Excel, since it is not possible to solve analytically the problem.

In this case, a new variable  $T_{mem}$  has been added to generate all the regression models, which represents the maximum tensile force on membrane.

Table 9.- Maximum tensile force on reinforcement cables. Regression models.

Model	N <sup>er</sup> data	Terms	Range (kN/m) (*)	R <sup>2</sup> <sub>pred</sub>	s <sub>res</sub> (kN)
1	24	7+independent	60-356	60.06%	310.97
2	24	3+ independent	60-356	70.27%	331.97
3	24	9+ independent	60-356	77.77%	239.23
<b>4</b>	<b>24</b>	<b>4+ independent</b>	<b>60-356</b>	<b>81.03%</b>	<b>252.59</b>
5	24	$y = (a_0 + a_4 X_4 + a_6 X_6 + T_{MEM})^{0.5}$	60-356	75.14%	275.47

(\*) The range corresponds to the model without applying the uncertainty. 24 cases have been selected over the 45, by removing those cases >356 kN/m and =0. The most resistant membrane available on market bears 356 kN/m. The least resistant bears 60 KN/m.

Although Model 3 shows a slightly lower  $s_{res}$  than Model 4, also shows a lower value of  $R^2_{pred}$  and a large number of predictive terms; therefore, we have chose Model 4. Expression [63] represents the Model 4 with the

addition of the uncertainty component (437 kN). Note that  $x_1$  (slip circle depth),  $x_2$  (radio/depth of slip depth),  $x_3$  (slope angle) and  $x_5$  ( $K_{mem}$ ) do not have any influence on the model. However,  $T_{mem}$  it does have influence on it. The uncertainty component has been calculated assuming a t-Student distribution, with 19 degrees of freedom ( $n^{er}$  o datas -  $n^{er}$  terms, including independent), with 5% probability of obtaining a higher value.

$$T_{CABLE}(kN) = 1402 - 1050x_4 + 37,1x_6 + 153x_4^2 + 0,270x_6T_{MEM} \quad [64]$$

### 5.3.- BOLTS

In the case of soil slopes, the same design procedure as in 'soil nailing' technique should be considered in order to verify the integrity of this elements. Typical spacing for soil nailing is around 1 to 1.5 m while in flexible systems applications these are rather larger, between 2 to 6 m. Similar type of steel and sections are used in both applications, therefore, it is presumable that only bolts themselves used in flexible systems are not able to avoid the slippage of a circle. Regarding this, to guarantee the integrity of bolts in their contact with the slip line, the soil around the bolt should plastify. If not, it is quite probable that bolts fail due to shear forces and bending moments (see Figure 12).

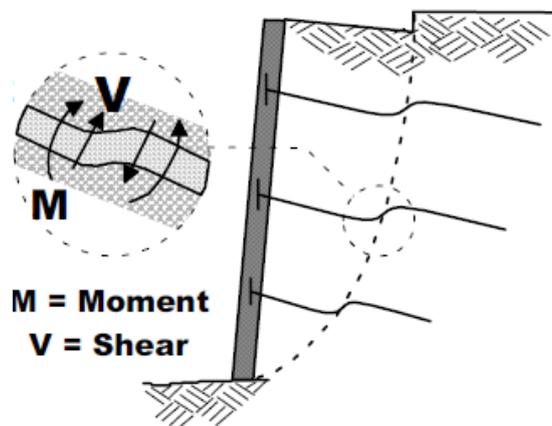


Figure 12.- Bolt behaviour in slip line. (Lazarte and Baecher 2003).

## Actions

In order to perform verifications of bolt integrity, it is necessary first to define the actions applied to bolts.

### *1.- Force transmitted by reinforcement cables*

This data can be calculated according to paragraph 5.2.

### *2.- Force transmitted by membrane*

Indirectly, this force is transmitted to reinforcement cables, so there is no need to be considered independently.

### *3.- Force transmitted by unstable mass in slip line: case of soil slip circle*

Juran et al. method is employed here to calculate the forces transmitted from the unstable mass to the bolt in the slip surface (Juran et al. 1990).

The method consists on establishing a kinematical analysis where maximum efforts on bolt in the slip line intersection can be obtained. Therefore tensile force, ( $T_{\max}$ ), maximum shear force ( $T_c$ ) and maximum bending moment ( $M_{\max}$ ) are obtained. It is assumed that maximum shear force occurs in the right intersection of bolt and slip surface, while maximum bending moment occurs at  $x_0 = (\pi / 4)l_0$  from slip line. Tensile force is present all along the bolt.

### *4.- Force transmitted by instable mass in slip line: case of rock wedge*

In the case that bolts are anchored outside the perimeter of the unstable wedge, these are only submitted to pull out forces from reinforcement cables. Therefore, this force is not to be considered.

Contrarily, if bolts are inside the own unstable wedge, then it is necessary to design them in order to prevent the sliding. If they were not able to stabilise the wedge, then, they would yield automatically, since rock is too rigid to yield before the bolt. Therefore, if bolts are designed in order to stabilise themselves the rock wedge, then, there is no reason to install a membrane. In this case, it should be considered as a stabilisation technique just anchoring.

### Verifications

Various checkings should be performed in order to verify the bolt integrity:

#### *1.- Combined tensile force and bending moment*

Verification to be done only in soil slopes.

$$\left( \frac{T_{\max}}{\sigma_y A_s} \right) + \left( \frac{M_{\max}}{M_p} \right) \leq 1 \rightarrow \text{NO FAIL} \quad [65]$$

Where:

$T_{\max}$  : Maximum tensile stress

$M_{\max}$  : Maximum bending moment

$\sigma_y$  : Normal yield stress in the section

$A_s$  : Area of bolt section

$M_p$  : Yield bending moment in the section

## 2.- Combined tensile and shear forces

Verification to be done only in soil slopes.

$$\left( \frac{T_{\max}}{\sigma_y A_s} \right) + \left( \frac{T_C}{\tau_y A_s} \right) \leq 1 \rightarrow NO FAIL \quad [66]$$

Where:

$T_C$  : Maximum shear stress

$\tau_y$  : Yield shear stress in the section.  $\tau_y = \sigma_y / 2$  is generally adopted

## 3.- Tensile force of bolt on head

Verification to be done in both soil and rock slopes.

$$\frac{F_{BOLT}}{\sigma_y A_s} \leq 1 \rightarrow NO FAIL \quad [67]$$

## 4.- Pull out

Verification to be done in both soil and rock slopes.

$$\frac{T_{\max} + F_{BOLT}}{q_s \pi D_g L_a} \leq 1 \rightarrow NO FAIL \quad [68]$$

Where:

$q_s$  : Ultimate pull out stress (obtained from tear test)

$D_g$  : External grout diameter

$L_a$  : Anchored length of bolt in the stable slope

$F_{BOLT}$  : Tensile force on bolt applied from the pulling out of reinforcement cables

$T_{max}$  : Tensile force on bolt provoked by the friction between grout and unstable mass

## **6.- CONCLUSIONS**

### Conclusions

- Flexible systems, in the way they are currently designed and installed, cannot behave as active systems, which means that they are not able to prevent sliding. Two main conditions have to be fulfilled in order that these system behave as active: membrane (and slope surface) must present a convex shape with a known curvature, and membrane has also to be initially prestressed when installed with a specific tensile force  $T$ , dependent on stabilising pressure and slope membrane curvature. In this thesis it has been demonstrated that none of these two conditions are fulfilled.
- Membrane geometry rarely presents a convex shape. In the hypothetical case that this occurs, it's nearly impossible to guarantee that convexity along the time regarding a rather certain slope surface weathering.
- Prestressed force on membrane (particular case of a cable net) is very reduced according to field measurements. In the order of 100 kp for net cables, 500 kp for reinforcement cables, and about 2000 kp for bolt tighten force.

- All existing design models reviewed assume an active behaviour of membrane. Different authors apply a very similar analysis method: 1<sup>st</sup> establish a particular failure mechanism, 2<sup>nd</sup> assume an unknown pressure  $p$  normal to the slope surface which is able to stabilise the ground, 3<sup>rd</sup> Coulomb yield criterion is assumed in slip surface (even though rock slopes), 4<sup>th</sup> limit equilibrium analysis is applied in order to establish balance equations system, 5<sup>th</sup> pressure  $p$  is calculated from the equation system, 6<sup>th</sup> specific flexible system configuration is selected (membrane, bolts, reinforcement cables) which bears that pressure  $p$ . The differences between some models to others are the failure mechanism proposed, considering water level or not and application to rock or soil slopes and seismic coefficient considered or not.
- To design flexible systems, it is necessary to perform a dynamic numerical analysis. The aim is to simulate the movement of the unstable mass interacting with the flexible system and also with the stable slope, in order to calculate the maximum efforts on different system components, which are the membrane, reinforcement cables and bolts.
- To simulate the instability of a soil slope, SPH (‘Smooth Particle Hydrodynamics’) has been considered the most adequate numerical methodology, since it allows large deformations and distortions of the discretised domain, in this case a soil slip circle.
- Membranes (cable nets and wire meshes), despite being non-continuous elements formed by cables+staples or twisted wires, are able to be simulated by continuous elements such as elastic membranes without

bending stiffness. A comparison between laboratory tests and numerical simulations has been performed in order to verify this assumption.

- ‘Shell’ elements (notation for elastic membrane in Autodyn) can be defined by a constant elastic modulus, not being necessary to define a non linear stress-strain relationship. Again, a comparison between laboratory tests and numerical simulations has been performed in order to verify this assumption.
- Flexible system components are able to be calculated through regression models derived from a DOE (Design of Experiments). However, it’s considered necessary to add an uncertainty component to any model, based on the standard deviation of residuals. When adding this uncertainty component, it is possible to incur in an over dimensioning of the system for certain cases. To avoid this, it is recommendable to perform a numerical simulation of the specific case to be designed instead of using the regression model; in this case, a licence of Autodyn or other software with SPH formulation should be acquired.

### Future research lines

- In relation to 2D simulation of soil slopes, resolve more cases in order to implement a regression model with a lower standard deviation of residuals.
- In case of rock slopes, develop a regression model analogous to the one for soil slopes, starting from unknown geometry of an unstable rock wedge

- Compare results of existing analytical design models and numerical simulations adopting the same failure mechanism (identical problem geometry)
- In case of soil slope, simulate the complete phenomena of instability, including in one only simulation the failure phenomena, the sliding progress of the unstable mass and its interaction with the stable slope and flexible system. The simulation would be performed in 3D, including real representation of bolts and reinforcement cables, instead of its simplification through springs. The whole slope would be discretised through SPH formulation.
- Perform reduced scale tests for soil slopes, where a specific circle/wedge/lay is forced to fall, in order to compare the real deformation of membrane and the one obtained from numerical simulations.
- Perform a comparative study of the different stabilisation techniques, indicating an optimum range of application, in terms of cost, environmental/visual impact, and traffic affection during installation.

#### Contribution of this thesis

- Perform a critical analysis of existing design methods for high resistance flexible systems, indicating and probing which hypothesis were incorrect.
- Force measurement of cable nets and bolts' heads in real locations.

- Develop a new and complete methodology for the design of high resistance flexible systems based on dynamic numerical analysis that modelises the falling phenomena of an unstable mass.
- Employ the SPH numerical methodology to modelise, in soil slopes, the interaction between unstable mass, membrane, stable slope and the action of reinforcement cables and bolts.







## Referencias

Ardanuy Ingeniería S.L. (2003). "Técnicas de mejora del terreno." *Foro Del Ferrocarril y Del Transporte*.

AVAROC. (2007a). "ANONET.Redes de cable."

AVAROC. (2007b). "Wire Mesh Simple Torsion HPN.Technnical specifications."

AVAROC. "AVAROC. Productos. Redes de cables. Red GTS." [http://www.avaroc.com/sp/productos/redes/red\\_gts.html](http://www.avaroc.com/sp/productos/redes/red_gts.html) (08/02/2011).

Barlian, A. A., Park, W. -, Mallon Jr., J. R., Rastegar, A. J., and Pruitt, B. L. (2009). "Review: Semiconductor piezoresistance for microsystems." *Proc IEEE*, 97(3), 513-552.

Barton, N., and Choubey, V. (1977). "The shear strength of rock joints in theory and practice." *Rock Mechanics Felsmechanik Mécanique Des Roches*, 10(1-2), 1-54.

Bertolo, P., Oggeri, C., and Peila, D. (2009). "Full-scale testing of draped nets for rock fall protection." *Canadian Geotechnical Journal*, 46(3), 306-317.

Bishop, A. W. (1955). "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes." *Gèotechnique*, 5 7-17.

Bolton, M. D. (1986). "Strength and dilatancy of sands." *Geotechnique*, 36(1), 65-78.

Boussinesq, M. J. (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Paris.

Bui, H. H., Sako, K., and Fukagawa, R. (2007). "Numerical simulation of soil-water interaction using smoothed particle hydrodynamics (SPH) method." *J.Terramech.*, 44(5), 339-346.

Castro Fresno, D. (2000). "Estudio y análisis de las membranas flexibles como elemento de soporte para la estabilización de taludes y laderas de suelos y/o materiales sueltos." PhD thesis, Universidad de Cantabria, Santander.

Castro-Fresno, D., Lopez Q., L., Blanco-Fernandez, E., and Zamora-Barraza, D. (2009). "Design and evaluation of two laboratory tests for the nets of a flexible anchored slope stabilization system." *Geotechnical Testing Journal*, 32(4), 1-10.

- , P. J. (2008). "Evaluation of the resistant capacity of cable nets using the finite element method and experimental validation." *Eng.Geol.*, 100(1-2), 1-10.

Cavazza, D., and Rossi, B. (2007). "Opere di difesa dalla caduta massi." *Quarry & Construction*, (Settembre), 163-172.

Courant, R., Friedrichs, K., and Lewy, H. (1967). "On the partial difference equations of mathematical physics (English translation of the 1928 German original)." *IBM Journal*, 215-234.

Cundall, P. A., and Strack, O. D. L. (1979). "DISCRETE NUMERICAL MODEL FOR GRANULAR ASSEMBLIES." *Geotechnique*, 29(1), 47-65.

Da Costa García, A. (2004). "Inestabilidades por degradación superficial de taludes en suelos. Corrección mediante sistemas de refuerzo anclados." PhD thesis, Universidad de Cantabria, Santander.

Daniel Castro-Fresno, Luis López Q., Elena Blanco-Fernandez, and David Zamora-Barraza. (2009). "Design and evaluation of two laboratory tests for the nets of a flexible anchored slope stabilization system." *Geotechnical Testing Journal*, 32(4), 1-10.

Del Coz Díaz, J.J., Nieto, P.J.G., Fresno, D.C., Fernández, E.B. "Non-linear analysis of cable networks by FEM and experimental validation". (2009) *International Journal of Computer Mathematics*, 86 (2), pp. 301-313.

Dewetron. "Equipo de adquisición de datos (DEWE 5000)." [www.dewetron.com/](http://www.dewetron.com/).

Edwards, A. T. (2000). "Comparison of strain gage and fiber optic sensors on a sting balance in a supersonic wind tunnel." PhD thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg (Virginia), USA.

ENPC. (1991). "Recommendations Clouterre 1991." 268.

Flum, D., Borgonovo, L., Frenez, T., and Guasti, G. U. (2004). "L'impiego di sistemi di consolidamento flessibili in reti di acciaio ad alta resistenza nell'ingegneria geotecnica in ambiti di adeguamento e protezione delle infrastrutture." *Congresso AGI XXII Convegno Nazionale di Geotecnica*, Università degli Studi di Torino Facoltà di Agraria, Grugliasco, Palermo, Italia.

Frövel, M. (2006). "Sensores de fibra óptica tipo redes de Bragg embebidos en material compuesto para medir deformaciones y temperaturas criogénicas." PhD thesis, Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Politécnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos, Madrid.

Geobrugg. (2005a). "Spider G-130. Technical Sheet."

Geobrugg. (2005b). "Spider G-230. Technical Sheet."

Geobrugg Ibérica, S. A. (2008). "Tecco Mesh. Manual de Instalación." 1-19.

Geobrugg North America, L. (2005). "Tecco® stabilizes slopes, prevents breakouts and grows into one with nature." 1-8.

Gingold, R. A., and Monaghan, J. J. (1977). "Smoothed particle hydrodynamics: Theory and application to non-spherical stars." *Mon.Not.R.Astron.Soc.*, 181 375-389.

Guasti, G. U. (2003). "Dimensionamento degli interventi di consolidamento di frane superficiali per mezzo di reti in acciaio ad alta resistenza Tecco®." *Giornati di Studio 2003, Dimensionamento delle strutture, stabilità e materiali per interventi minori su versante*, Università degli Studi di Torino Facoltà di Agraria, Grugliasco, Torino, Italia.

Hill, K. O., Fujii, Y., Johnson, D. C., and Kawasaki, B. S. (1978). "Photosensitivity in optical fiber waveguides: Application to reflection filter fabrication." *Appl. Phys. Lett.*, 32 647-649.

Hirt, C. W., Amsden, A. A., and Cook, J. L. (1974). "An arbitrary Lagrangian-Eulerian computing method for all flow speeds." *Journal of Computational Physics*, 14(3), 227-253.

IberoTalud y Universidad de Cantabria. (2005). "DRET®. Programa de dimensionamiento de redes para estabilización de taludes. Manual de ayuda."

Inaudi, D. (1997). "Fiber optic sensor network for the monitoring of civil engineering structures." PhD thesis, Ecole Polytechnique Federale De Lausanne. Departament de Genie Civil, Lausanne, Suisse.

Inchalam. (2010). "Malla de Fortificación MFI 3500-75mm. Especificaciones técnicas."

Janbu, N. (1957). "Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices." 4° *ICOSOMEF*, London, 207-212.

Jewell, R. A., and Pedley, M. J. (1990). "Soil nailing design-the role of bending stiffness." *Ground Engineering*, 22(10), 30-36.

Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K., and Elias, V. (1990). "Kinematical limit analysis for design of soil-nailed structures." *J.Geotech.Eng.*, 116(1), 54-72.

Justo, J. L., Saura, J., Castro, D., Azañón, M., Durand, P., Morales, A., Vázquez, N., and Justo, E. (2009). "The restoration of San Pedro cliff at La Alhambra. Calculation aspects." *Informes De La Construcción*, 61(514), 81-92.

Laine, L., and Sandvik, A. (2001). "Proceedings of the 4th Asia-Pacific Conference on Shock and Impact Loads on Structures, CI-Premier PTE LTD, Singapore." *Derivation of mechanical properties for sand*, 361-368.

Lambe, T. W., and Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley, New York.

Lazarte, C. A., and Baecher, G. B. (2003). "LRFD for Soil Nailing Design and Specifications." *LSD2003: International Workshop on Limit State design in Geotechnical Engineering practice*, Cambridge, Massachusetts.

Lazarte, C. A., Elias, V., Espinoza, D., and Sabatini, P. J. (2003). "GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7. Soil Nail Walls." *Rep. No. FHWA0-IF-03-017*, Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation, Washington, D.C. USA.

Lucy, L. B. (1977). "A numerical approach to the testing of the fission hypothesis." *Astron.J.*, 82(12), 1013-1024.

Luis Fonseca, R. J. (2010). *Aplicación de Membranas Flexibles para la Prevención de Riesgos Naturales*. Geobrugg Ibérica, S.A., Madrid.

Maccaferri Asia. (2008). "Specification for MAC.RO System-HEA Panel." *General Specification*.

Meltz, G., Morey, W. W., Glenn, W. H., and Farina, J. D. (1988). "In-fiber Bragg-grating temperature and strain sensors." 239-242.

MOPU. (1989). "Manual para el proyecto y ejecución de estructuras de suelo reforzado." *Rep. No. 31*, Ministerio de Obras Públicas, Madrid.

Morgenstern, N. R., and Price, V. E. (1965). "The analysis of the stability of general slip surfaces." *Gèotechnique*, (15), 79-93.

MTC. (2004). "IBERORED.Sistema de estabilización flexible de terrenos." Malla Talud Cantabria, Santander.

Muhunthan, B., Shu, S., Sasiharan, N., Hattamleh, O. A., Badger, T. C., Lowell, S. M., and Duffy, J. D. (2005). "Analysis and design of wire mesh/cable net slope protection." *Rep. No. WA-RD 612.1*, Washington State Transportation Center (TRAC), Seattle, Washington, USA.

Noh, W. F. (1964). "CEL: A time-dependent, two-space-dimensional, coupled Eulerian-Lagrangian code." *Methods in Computational Physics*, 3 117-179.

Officine Maccaferri S.p.A. (2008). "Rockfall protection: Problems and solutions." Catalogue.

, R. (2003). . Marcombo.

Panet, M. (1987). "Renforcement des fondations et des talus à l'aide d'ancrages actifs et passifs." *6<sup>e</sup> Congrès International de Mécanique des Roches*, Montréal, Canada, 1453-1458.

Peckover, F. L., and Kerr, J. W. G. (1976). "Treatment of rock slopes on transportation routes." 14-40.

Phear, A., Dew, C., Ozsoy, B., Wharmby, N. J., Judge, J., and Barley, A. D. (2005). "Soil nailing - best practice guidance." *Rep. No. C637*, CIRIA, London.

Rüegger, R., Flum, D., and Haller, B. (2000). "Hochfeste Gefl echte aus Stahldraht für die Oberfl ächensicherung in Kombination mit Vernagelungen und Verankerungen." *Kolloquium Bauen in Boden und Fels*, Technische Akademie Esslingen.

Saggam. "Protection contre l'érosion et les chutes de pierres. Filets en cable." *Fiche Technique Filet Brochure*, 1-2.

Schlosser, F. (1983). "Analogies et differences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par clouage du sol." *Annales De l'Institut Technique De Batiment Et Des Travaux Publiques*, (148), 26-38.

Singer Instruments and Control, Ltd. (2009). "LVDT Illustration." [www.singer-instruments.com](http://www.singer-instruments.com).

Skempton, A. W. (1985). "Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory." *Geotechnique*, 35(1), 3-18.

Smith, I. M., and Hobbs, R. (1974). "FINITE ELEMENT ANALYSIS OF CENTRIFUGED AND BUILT-UP SLOPES." *Geotechnique*, 24(4), 531-559.

Spang, K., and Egger, P. (1990). "Action of fully-grouted bolts in jointed rock and factors of influence." *Rock Mech Rock Eng*, 23(3), 201-229.

Swegle, J. W., Hicks, D. L., and Attaway, S. W. (1995). "Smoothed Particle Hydrodynamics Stability Analysis." *Journal of Computational Physics*, 116(1), 123-134.

Thomson, W. K. (1856). "Elements of a mathematical theory of elasticity." *Phil.Trans.R.Soc.*, 166 481-498.

Tokyo Sokky Kenkyujo. (2008). "Developing Strain Gages and Instruments." Catalogue.

Torres Vila, J. A. (1999). "Cálculo y diseño de sostenimientos mediante red de cables anclada. Sistema Pentifix." *Jornada Técnica sobre Soluciones Flexibles en el Tratamiento de Taludes*, Granada.

Trutzel, M. N., Wauer, K., Betz, D., Staudigel, L., Krumpholz, O., Muehlmann, H., Muellert, T., and Gleine, W. (2000). "Smart sensing of aviation structures with fiber-optic Bragg grating sensors." *Proc SPIE Int Soc Opt Eng*, 3986 134-143.

Tubosider Española, S. A. (a). "Sistemas de defensa activa de protección contra desprendimientos de caída de piedras: Red de Anillos de Acero (ASM).Especificaciones técnicas." *Catálogo Del Fabricante*, .

Tubosider Española, S. A. (b). "Sistemas de defensa activa de protección contra desprendimientos de caída de piedras: Red de Cable de Acero (RCA).Especificaciones técnicas." *Catálogo Del Fabricante*.

UNE -EN 1997-1 (2010). Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales. AENOR.

Unknown. (2008a). "Fiber Bragg Grating sensor." <http://en.wikipedia.org/wiki/File:FBG.svg>.

Unknown. (2008b). "Fiber Bragg Grating sensor. Monitoring installation." <http://www.photonics.byu.edu/fbg.phtml>.

Unknown. (2008c). "Fiber Bragg Grating sensor. Wavelength shift." [http://www.photonics.byu.edu/fbg.parts/fbg\\_strain.gif](http://www.photonics.byu.edu/fbg.parts/fbg_strain.gif) .

Unknown. (2007). "Ley de Snell (esquema)." [http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:Ley\\_de\\_Snell\\_\(es\).svg](http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:Ley_de_Snell_(es).svg).

Unknown. (2006). "Stain gauge." [http://en.wikipedia.org/wiki/File:Strain\\_gauge.svg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Strain_gauge.svg).

Yang, Y. -. (2006). "Concepts and method of slope flexible stabilization system." *Yanshilixue Yu Gongcheng Xuebao/Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 25(2), 217-225.

Zhuo, Z. C., and Ham, B. S. (2009). "A temperature-insensitive strain sensor using a fiber Bragg grating." *Optical Fiber Technology*.

Zienkiewicz, O. C., and Corneau, I. C. (1974). "VISCO-PLASTICITY - PLASTICITY AND CREEP IN ELASTIC SOLIDS - A UNIFIED NUMERICAL SOLUTION APPROACH." *Int J Numer Methods Eng*, 8(4), 821-845.

Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., and Zhu, J. Z. (2005). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*. Elsevier.