

**UNIVERSIDAD DE GRANADA**



**TESIS DOCTORAL**

**EL AGUA DE INFILTRACIÓN DE LLUVIA, AGENTE  
DESESTABILIZADOR DE TALUDES EN LA PROVINCIA DE  
MALAGA. MODELOS CONSTITUTIVOS**

Presentada por

**Alfonso Gutiérrez Martín**

para optar al grado de Doctor

Dirigida por

**Dr. Miguel Ángel Herrada Gutiérrez**

Profesor Titular de Mecánica de Fluidos

Editor: Universidad de Granada.Tesis Doctorales  
Autor: Alfonso Gutiérrez Martín  
ISBN: 978-81-9125-174-3  
URI: <http://hdl.handle.net/10481/40400>

## **AGRADECIMIENTOS:**

A mi familia por el apoyo recibido desde siempre y su paciencia para que haya sido posible este trabajo. Especialmente a mi director de Tesis Dr. Miguel A. Herrada Gutiérrez, profesor de la ETSI de Sevilla, por su atención y dedicación. Agradecimientos al profesor Dr. Pascual Riesco Chueca por sus correcciones metodológicas y al profesor Dr. José María Montanero Fernández por su contribución en el tema de infiltración de agua. Agradecimiento a D. Juan A. Postigo por sus ayuda en el maquetado.

# **TITULO: EL AGUA DE INFILTRACION DE LLUVIA, AGENTE DESESTABILIZADOR DE TALUDES EN LA PROVINCIA DE MALAGA. MODELOS CONSTITUTIVOS.**

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>5</b>
1.1	Motivación de la tesis.....	5
1.2	Objetivos .....	11
<b>2</b>	<b>CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOMECÁNICA.....</b>	<b>13</b>
2.1	Introducción .....	13
2.2	Marco geológico.....	17
2.2.1	Depósitos coluviales.....	21
2.2.2	Descripción general del afloramiento rocoso.....	21
2.2.3	Inventario de Taludes .....	24
2.2.4	Clasificación geomecánica, RMR de los taludes. ....	29
2.2.5	Caracterización de la matriz rocosa mediante la clasificación RMR. ....	31
2.2.6	Cuadros resumen de las estaciones geomecánicas. ....	41
2.2.7	Descripción de discontinuidades .....	40
2.2.8	Primera estación geomecánica. Punto 1. ....	41
2.2.9	Segunda estación geomecánica.- Punto 2.....	42
2.2.10	Tercera estación geomecánica.- Punto 3. ....	42
2.2.11	Parámetros de corte .....	43
2.2.12	Extracción de testigos para analizar la matriz rocosa.....	44
2.2.13	Ensayos de corte directo.....	46
2.2.14	Cuadros resumen de los resultados de laboratorio.- .....	50
<b>3</b>	<b>MODELOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES</b>	<b>52</b>
3.1	Introducción .....	52
3.2	Factor de seguridad .....	54
3.3	Métodos de equilibrio límite .....	55
3.3.1	Cálculo del factor de seguridad.....	57
3.3.2	Métodos de análisis de estabilidad de taludes en equilibrio límite.....	59

3.4	Estabilidad de taludes basado en el método de Spencer. Aplicación al estudio de estabilidad de un talud real.....	60
3.4.1	Descripción del método.....	60
3.4.2	Cálculo del factor de seguridad crítico, $F_{min}$ .....	64
3.5	Modelo de estabilidad de laderas con deslizamiento paralelo a su superficie. Método de ladera infinita.....	68
<b>4</b>	<b>MODELO DE LLUVIA-INFILTRACIÓN</b>	<b>71</b>
4.1	Introducción .....	71
4.2	Resolución ecuación de Richards.....	76
4.3	Modelo matemático y método numérico.....	78
4.4	Resultados .....	81
4.4.1	Suelo homogéneo bajo una lluvia constante .....	81
4.4.2	Suelo homogéneo bajo una lluvia no constante .....	83
4.4.3	La infiltración en Marbella (España), en el período 2009-2010 .....	84
4.4.4	Suelo estratificado bajo una lluvia no constante .....	88
4.5	Conclusiones del modelo de infiltración propuesto .....	89
<b>5</b>	<b>MODELO DE MAPAS DE PELIGROSIDAD</b>	<b>90</b>
5.1	Modelo morfológico de los deslizamientos.....	95
5.1.1	Ecuaciones y ensayos de equilibrio.....	95
5.2	Modelo de mapa de riesgo a deslizamientos .....	99
5.3	Conclusiones .....	105
<b>6</b>	<b>MEDIDAS DE PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN</b>	<b>107</b>
6.1	Introducción .....	107
6.2	Medidas a adoptar en el proyecto.....	110
6.3	Medidas de estabilización .....	112
6.3.1	Medidas de atenuación de deslizamientos.....	116
6.4	Repercusiones económicas.....	125
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>126</b>
7.1	Contribuciones de la tesis.....	126
7.2	Trabajos futuros de investigación relacionados con esta tesis .....	127
<b>8</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>129</b>

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Motivación de la tesis

Los movimientos de tierra en laderas (Cruden, 1991), por efectos gravitatorios son definidos en geología como deslizamientos estos suponen un riesgo geológico de primera magnitud en el planeta; si bien hay que dejar patente que hasta hace poco tiempo, la percepción de este fenómeno como riesgo natural era menor en comparación con otros como las inundaciones, volcanes o terremotos. En los últimos tiempos esta sensación ha ido cambiando debido a la recurrencia de este tipo de fenómeno en zonas habitadas, y en particular, por la excesiva presión urbanística en zonas de orografía abrupta. Estos movimientos se producen por una ruptura de las leyes de equilibrio que gobiernan la estática del terreno.

Hay que tener en cuenta que el agua es el elemento natural que tiene mayor incidencia en la inestabilidad de las laderas y así lo ponen de manifiesto los estudios de investigación y experimentación profesional, que hacen necesaria una revisión del estado de conocimiento del fenómeno de infiltración en la estabilidad de los taludes y su repercusión. Es de especial interés la reducción que se ocasiona en la succión matricial, en un suelo parcialmente saturado como consecuencia del aumento medio del régimen pluviométrico en una región determinada (Ghotbi, Omidvar y Barari, 2011).

Estos estudios científicos evidencian que estas nuevas condiciones en la succión del suelo parcialmente saturado, por la infiltración superficial de agua de lluvia, modifican la presión intersticial del medio poroso, disminuyendo los parámetros de cohesión del suelo y favoreciendo el deslizamiento de la ladera. El factor determinante es la reducción de la resistencia al corte con respecto a sus condiciones iniciales.

Estos flujos de terreno que se producen en las laderas debido a la ocurrencia de deslizamientos, son extremadamente destructivos en zonas habitadas, causando cuantiosos daños materiales y en algunos casos víctimas humanas; dependiendo del tipo de deslizamiento, se plantean diferentes amenazas, lo que requiere una evaluación e intervención diferente: de ahí la importancia y recopilación de métodos de mitigación de deslizamientos. La recurrencia de este fenómeno, es el período necesario de espera para la repetición de este evento en el tiempo. Se puede evaluar mediante el estudio de registros históricos. El establecimiento de mapas de peligrosidad permite la prevención de riesgos: es éste el modelo que se pretende instaurar en el presente estudio

acudiendo a la metodología que a continuación se expone. Los datos históricos en principio son difíciles de obtener (Guzzetti, Cardinali y Reichenbach, 1994), circunstancia que nos obliga a investigar otro instrumento de predicción que tuviera un mayor valor de pronóstico, basado en mapas de peligrosidad y susceptibilidad al deslizamiento.

Poniendo de relieve este tipo de fenómenos como desastre natural de primer orden, es importante analizar, dentro de su dificultad, un registro histórico de deslizamientos en relación con el tiempo (Stout, 1977), que pone de manifiesto la necesidad de abordar investigaciones como el presente trabajo. Puesta de manifiesto esta dificultad, en el presente estudio se ha realizado una recopilación y análisis de registros de deslizamientos en el tiempo, mediante la confección de la tabla 1.1., donde se ofrece una visión sinóptica de algunos movimientos geodinámicos destacados, y en particular los inducidos por las precipitaciones, al ser en la actualidad uno de los principales elementos desestabilizadores de laderas.

PAÍS	EMPLAZAMIENTO	TERRENO	Nº VÍCTIMAS	REFERENCIAS	AÑO
PERÚ	PAUTE	LIMOS Y ARCILLAS INORGÁNICAS	35	UTRILLAS, J.L.	2005
PUERTO RICO	EL RINCÓN	MARGAS	62	MASCARI, E. J.	2001
COLOMBIA	VALLE DE ABURRÁN	METAMORFICAS IGNEAS.	800	ARISTIZABAL, E.	1954/2008
CHINA	PHO-SHANG	COLUVIAL	67	CHAU, K.T.	1998
ECUADOR	ESMERALDAS	ARCILLAS	2	MONTAÑO, J.	1998
TADKISTÁN	USOY	METAMÓRFICAS ÍGNEAS.	54	SHUSTER, R.L.	1996
ESPAÑA/ANDORRA	PIRINEO ORIENTAL	METAMORFICAS	4	COROMINAS, J.	1987
MÉJICO	MÉJICO	ARCILLA	27	HERRERA, J.	1987
VENEZUELA	VARGAS	LODOS	20.000	ARANGUREN, B.	1999
COLOMBIA	CAUCA	METAMÓRFICAS COLUVIAL	10	ELTIEMPO.COM	2014
AFGANISTAN	BADAKHSHAN AB-E-BARIK	LODOS	2.500	ABC.ES	2014
INDONESIA	ISLA DE JAVA	ARCILLAS	119	RTVE.ES	2014

**Tabla 1.1.** Tabla resumen de deslizamientos de laderas asociados a efectos hidrológicos; introduciendo las víctimas mortales, tipo de terreno y período de ocurrencia, se puede observar cómo se incrementa la repercusión y recurrencia de este fenómeno en El Planeta con influencia sobre la actividad humana.

Del análisis de la tabla 1.1, podemos observar cómo ha afectado este fenómeno geológico a diferentes zonas del planeta, incluido el caso de España (Corominas, 1993), concretamente en este caso en la zona del Pirineo.

Estudiados estos deslizamientos ya ocurridos en el tiempo, hay que tener en cuenta que un deslizamiento que se produce en un contexto geográfico sin antecedentes tiene más peligrosidad que uno en un área proclive a ello y con registro de casos previos. En efecto, en este último caso, se pueden anticipar estos fenómenos para poder mitigar la vulnerabilidad del ámbito en cuestión. Por su importancia en el fenómeno, esta tesis se centra en los deslizamientos causados por factores hidrológicos (Larsen y Simon, 1993), donde se pone de manifiesto como la zona estudiada, concretamente la Cordillera Bética, ha reflejado numerosos deslizamientos en los últimos tiempos conforme a lo reflejado en la tabla 1.2.

PROVINCIA	EMPLAZAMIENTO	TERRENO	Nº VÍCTIMAS	REFERENCIAS	AÑO
MÁLAGA	ALORA	LIMOS Y ARCILLAS INORGÁNICAS	0	DIARIO LA RAZON.	1881
MÁLAGA	RONDA	MARGAS	0	LA REGIÓN.	1895
GRANADA	MONACHIL	MARGAS	0	LA UNION ILUSTRADA.	1924
MÁLAGA	COLMENAR	MARGOSO ARCILLOSO	0	CHACÓN, J.	1988
GRANADA	RÍO BEIRO	ARCILLAS	5	IDEAL DE GRANADA	1963
MÁLAGA	RÍO GORDO	CALCAREOS	0	CHACON, J.	1971
GRANADA	DIEZMA	MARGAS	4	CHACON, J.	2001
GRANADA	OLIVARES	ARCILLA	0	GONZALEZ GARCÍA, J.L.	1986
MÁLAGA	ALFARNATE	CALIZAS Y ARCILLAS	0	GONZÁLEZ DE VALLEJO, L.I.	1988
MÁLAGA	MONTEJAQUE BENAJOAN	CALIZAS Y ARCILLAS	5	AYALA, F.J.	1988

**Tabla 1.2.** Tabla resumen de deslizamientos de laderas asociados a efectos hidrológicos; introduciendo las víctimas mortales, tipo de terreno y período de ocurrencia en la zona de análisis.

Al Sur de la Península Ibérica, coincidiendo con la Cordillera Bética que comprende la parte meridional de la provincia de Málaga y Granada, se han registrado en el tiempo una concentración de gran número de deslizamientos de ladera, gran número de ellos inducidos por factores hidrológicos a lo largo de la historia, que ha supuesto numerosos daños materiales y en algún caso víctimas mortales. Es importante resaltar la estructura geológica de la zona analizada donde se ubica La Cordillera Bética, donde se crea una sombra pluviométrica que se proyecta ante los ponientes Atlánticos (Capel, 1990), ya en 1989 se registraron tormentas en la zona

analizada con valores de 210 y 230 mm en varias horas, es decir que estos períodos de lluvias son recurrentes en esta zona. Aunque la frecuencia de estos procesos es en su conjunto no demasiado alta, ya que el promedio regional se aproxima a un evento cada 10 a 20 años, el conocimiento detallado de sus causas y consecuencias se hace necesario para la estimación de los riesgos sobre personas, poblaciones, bienes e infraestructuras asentados en estos terrenos inestables en el futuro (Chacón, 2008).

Hay que tener en cuenta que la zona donde nos encontramos está ligada a fenómenos pluviométricos de “gota fría” que son frecuentes e intensos, con valores de hasta 100 litros/m<sup>2</sup> en un día, como los sucedidos en el área analizada.

El evento de precipitaciones extraordinarias localizado en el área de estudio tiene un período de retorno, ya en el año hidrológico 1996-1997 se produjeron máximos históricos de precipitaciones mensuales y diarias en esta región y fueron acompañados por abundantes episodios de movimientos de ladera que dañaron la red de carreteras de las zonas montañosas y afectaron a numerosas localidades (Chacón, 2008).

Hay un estudio de las pérdidas económicas por riesgo geológico máximo, realizado por el Instituto Tecnológico Geominero de España, (González de Vallejo, Ayala y Elizaga, 1988), en este caso por deslizamientos y movimientos de ladera en España para el período 1986-2016, estudio que asigna a este tipo de riesgo geológico una cuantía de pérdidas económicas que ascendía a 895.960.288.304 pts, cuando se le asignaba un crecimiento anual a la economía del país del 2% anual en 30 años; es decir un incremento anual muy inferior a lo que al final ha sucedido en estos años y no se ha tenido en cuenta en ese estudio la presión inmobiliaria en las zonas de ladera como la estudiada en el presente trabajo en La Costa del Sol.

En ese documento analizado, se hace un estudio de la reducción del coste de pérdidas económicas en el caso de que la administración tomara las medidas de mitigación ante estos riesgos geológicos, en el caso que nos ocupa con respecto a los deslizamientos, el coste económico pasaría a reducirse a 181.879.938.526 pts; dicho esto se ve la importancia de predecir y tomar medidas al respecto de este riesgo geológico. Analizando dicho estudio, Andalucía destaca por la concentración de estos fenómenos, con sucesos máximos de 16,20 % para el total de los deslizamientos máximos que ocurrirían en La Península Ibérica; son sucesos máximos aquellos movimientos de tierra superior al millón de metros cúbicos.

Centrándonos en el panorama internacional, hay que decir que en los últimos tiempos ha sido más elevada el número de víctimas como consecuencia de deslizamientos de ladera debido a precipitaciones en el planeta, (Shuster, 1996), lo que hace que cobre importancia este fenómeno a

efectos de investigación; actualmente el número de víctimas medio está en torno a las 600 víctimas mortales al año en el Planeta; Japón y Estados Unidos son países que acumulan un gran número de deslizamientos.

Japón debido a su reducido territorio en relación a su población, es uno de los países desarrollados con más deslizamientos, que supone unas 100 muertes al año, mientras que en Estados Unidos se producen de 20 a 50 muertos al año por este fenómeno. Los daños materiales provocados por deslizamientos en solo estos dos países están entre 4000 y 6000 millones de dólares al año; de ahí la importancia del fenómeno estudiado en el presente trabajo, que es extensible a cualquier parte del mundo.

Debido a las limitaciones ya manifestadas, la mayoría de los mapas de peligrosidad al deslizamiento de ladera deberían definirse mejor, por la importancia que tienen estos documentos en la predicción de deslizamientos y su repercusión en las poblaciones e infraestructuras. Es fundamental acudir a sistemas como el desarrollado en el presente trabajo para acceder a una predicción temprana de deslizamientos asociados a fuertes precipitaciones de lluvia en áreas determinadas.

Los deslizamientos de tierra ocurridos por primera vez proporcionan poca información sobre el comportamiento de las posibles reactivaciones; cada vez que se produce un deslizamiento de tierra, la configuración topográfica e geológica sufren un cambio de pendiente, dando lugar a nuevas condiciones de estabilidad, circunstancia que hace que cambie la zonificación de los mapas de peligrosidad (Varnes, 1984).

Hay que dejar constancia que este fenómeno y sus investigaciones van tomando cada vez una mayor relevancia en el ámbito científico internacional por su afectación en los últimos tiempos a un número más elevado de personas, edificaciones e infraestructuras.

El origen de este trabajo de investigación coincide aparte de lo ya manifestado, con un proceso importante de inestabilidades de laderas en el sur de la Península Ibérica, concretamente en la Costa del Sol, donde se produjeron un gran número de deslizamientos inducidos por un aumento pluviométrico inusual en el período hidrológico 2009-2010. En ellos fue determinante, además del agua, las características petrofísicas de los macizos rocosos de este territorio, donde predominan pronunciadas pendientes y densa urbanización. Los deslizamientos de ladera han tenido un coste económico muy alto tanto para las administraciones públicas, como para las aseguradoras y los particulares; de ahí la importancia de ese trabajo y análisis, para poder prevenir en el futuro estos fenómenos de geodinámica en el territorio y mitigar su coste evitando recurrencias futuras. La zona donde han tenido lugar los daños más cuantiosos dentro de España, que se usará como referencia en el presente estudio, coincide con el entorno de Marbella. En él, la

vulnerabilidad general de la zona se ve agravada por la abrupta orografía del territorio y la presencia de abundante edificación en ladera. Los excesos de la urbanización se han venido justificando, entre otros factores, por la ausencia de solares edificables en la provincia en zonas con menores pendientes, la presión urbanística extrema y el déficit gestor, marcado por una débil ordenación del territorio.

En los estudios profesionales realizados se puso de manifiesto que en un número elevado de los casos, no se tenía en cuenta en los cálculos de estabilidad, la infiltración de lluvias para estos casos excepcionales como los ocurridos en el año hidrológico 2009-10 donde la fuerza mayor se impuso en el área de estudio; este fenómeno tendrá en el futuro un período de retorno por lo que el presente estudio es de importancia para predecir este tipo de deslizamientos.

En general, profesionalmente se utilizan para los cálculos de estabilidad de laderas los métodos clásicos de equilibrio límite, pero sin tener en cuenta la infiltración de lluvia. El terreno donde con frecuencia se producían tales deslizamientos solía ser en muchos casos de esquistos, una roca metamórfica fisible en cuanto a su textura.

La mejor estrategia para reducir los impactos de los deslizamientos es una apropiada prevención. En la provincia de Málaga se ubica de forma masiva el sustrato rocoso de esquisto, preferentemente en el Sistema Maláguide y Alpujárride (Blumenthal, 1949), pertenecientes a la Cordillera Bética (Fallot, 1948). Es éste el contexto en el que se plantea la necesidad de hacer un estudio pormenorizado del fenómeno de infiltración de agua de lluvia en taludes y su afectación a la estabilidad.

Es importante tener en cuenta un rasgo compartido por todos los casos de estudio, el hecho de tratarse de una masa de sustrato rocoso no saturado inicialmente. La presencia de agua y aire en los poros de la roca es un factor decisivo en su estabilidad durante el proceso de infiltración de agua de lluvia, estamos por lo tanto ante una roca parcialmente saturada. Los fenómenos de inestabilidad en este medio incluso supusieron el corte de la carretera comarcal A-397, entre las localidades de Marbella y Ronda: véase la ilustración 1.1.



*Ilustración 1.1 Estado en que quedó la carretera A-397 en dirección al municipio de Ronda (Málaga)*

## 1.2 Objetivos

Teniendo en cuenta todos los parámetros esbozados, se ha realizado en el presente trabajo un estudio geológico detallado de la zona afectada por las inestabilidades, desarrollando un modelo de estabilidad basado en un método preciso de equilibrio límite, un procedimiento de cálculo de la infiltración de agua de lluvias en los taludes, un modelo de mapa de peligrosidad basado en las pendientes-factor seguridad y una recopilación eficaz de medidas de estabilización y mitigación de inestabilidades.

Se ha desarrollado una metodología original por etapas para determinar el riesgo de deslizamiento en el territorio, con el fin de evitar y prevenir dentro de lo posible los deslizamientos. El resultado es una herramienta de prevención de deslizamientos aplicada en este caso a la zona de Marbella, castigada en el pasado reciente por un gran número de corrimientos del terreno por infiltración pluvial.

La importancia de este trabajo radica en que esta metodología puede ser extrapolable a otros territorios susceptibles de inestabilidades y permite un análisis pormenorizado a escala regional de un territorio (Carrara y Guzzetti, 1995); como punto de partida se requiere una información específica sobre las propiedades geológicas del terreno: en el caso que nos ocupa lo hemos analizado con el esquisto.

Hemos desarrollado una metodología para este fin, articulada en etapas, que se desarrollan en el presente trabajo para tener un modelo de prevención y de cálculo de estabilidad de laderas, que nos determine la susceptibilidad a deslizamientos. Dichas etapas, que se desarrollan en los capítulos posteriores, se pueden resumir en:

***1ª ETAPA. ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS PETROFÍSICAS DEL MATERIAL EN LA ZONA ANALIZADA, EN LA QUE PREDOMINA EL ESQUISTO ALPUJÁRRIDE.*** En el capítulo II se investigan los parámetros de corte de la estructura de la matriz rocosa en la zona de Marbella, teniendo en cuenta las discontinuidades del material. Se obtendrán los parámetros de suelo (Jiménez y De Justo, 1971), imprescindibles para el estudio de estabilidad de taludes desarrollado en la siguiente etapa.

***2ª ETAPA.- CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES. DISCRETIZACIÓN Y OPTIMIZACIÓN CON RESTRICCIONES EN EL CÁLCULO.*** Se ha utilizado el modelo de ladera infinita para deslizamientos reptales (Shutton, 1989) y se aplica la discretización y optimización de la curva de rotura del talud siguiendo el método de equilibrio límite (Spencer,

1967), para deslizamientos rotacionales. Se ha desarrollado un código de cálculo específico para esta tesis. El modelo de estabilidad se expone en el capítulo III del presente trabajo.

**3ª ETAPA. DESARROLLO DE UN MODELO DE INFILTRACIÓN.** Se han resuelto las ecuaciones de Richards (Chu y Marino, 2005), para el material estudiado en el área analizada, esquistos del Complejo Alpujárride (Chacón, Estévez y Riles, 1978). Se ha desarrollado un código de cálculo específico para esta tesis. El modelo de infiltración se expone en el capítulo IV del presente trabajo.

**4ª ETAPA. DETERMINACIÓN DE UN MAPA DE PELIGROSIDAD DE DESLIZAMIENTOS EN EL ÁREA ANALIZADA, con la Tecnología S.I.G. (Sistema de Información Geográfica) (ArcGis-10, 2012).** El modelo de mapas de peligrosidad se detalla en el capítulo V del presente trabajo y hace uso del modelo de ladera infinita descrito en la etapa 2.

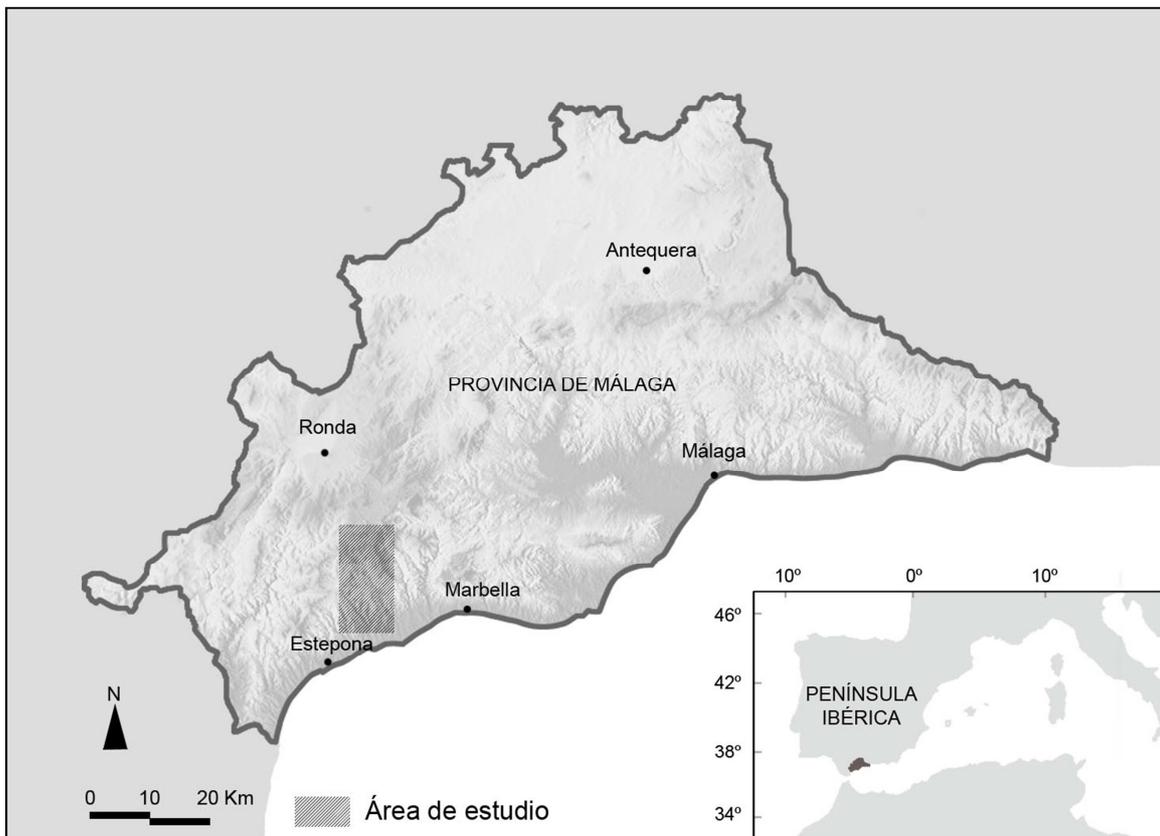
**5ª ETAPA. MEDIDAS PREVENTIVAS DE ESTABILIZACIÓN Y MITIGACIÓN DE DESLIZAMIENTOS.** Se han estudiado varios sistemas de estabilización y prevención, recopilándose las más adecuadas para evitar inestabilidades. La recopilación figura en el capítulo VI del presente trabajo.

Estas cinco etapas facilitan la prevención de peligro al deslizamiento en un área o región concreta; se procederá a la identificación y caracterización en la cartográfica mediante una zonificación sobre la base de un factor de seguridad  $F$ . Si como resultado de los cálculos de estabilidad se obtiene  $F < 1$ , la zona analizada se considera inestable.

## 2 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOMECÁNICA

### 2.1 Introducción

En este capítulo se investigan los parámetros de corte de la estructura de la matriz rocosa, teniendo en cuenta las discontinuidades del material. Esta zona analizada se encuentra dentro de un triángulo definido por las localidades de Ronda, Marbella y Estepona, en concreto en la parte central del mismo, y discurre a lo largo de la carretera de Ronda A-397 tal y como se puede observar en la ilustración 2.1., pero es extensible a otras áreas con una litología de similares características.



*Ilustración 2.1* Ubicación en un mapa físico, del área de estudio analizada en el presente trabajo, mediante sombreado, que es extensible a otros territorios con similares características.

Los materiales geológicos que aparecen en las zonas de laderas deslizadas aquí estudiadas son básicamente esquistos pertenecientes al complejo Alpujárride. Es en esta área donde se ha detectado un mayor número de casos de deslizamiento de ladera; circunstancia que ha llevado a la selección del ámbito. Estos procesos geodinámicos han supuesto un coste muy alto desde el punto de vista económico, si bien, afortunadamente, no ha habido pérdidas humanas. No obstante, no es descartable que este fenómeno, si no se frena, sea responsable en un futuro de pérdidas humanas.

Se ha caracterizado el esquisto particular de esta zona, al cubrir la práctica totalidad del espacio afectado por inestabilidades y al ser una de las rocas mayoritarias que afloran en los complejos Maláguide y Alpujárride en las provincias de Málaga y Granada.

Este material forma la matriz rocosa objeto de análisis; por su estructura o fábrica planar es objeto de frecuentes deslizamientos en las regiones donde aflora, y en concreto en la zona de análisis. Se ha tenido muy en cuenta en este estudio que el esquisto tiene una capa superficial meteorizada de 1,00-3,00 m, la cual sirve de soporte del escaso manto vegetal del macizo rocoso. Este material superficial, denominado manto coluvial, suele ser así mismo objeto de deslizamientos superficiales del tipo reptal.

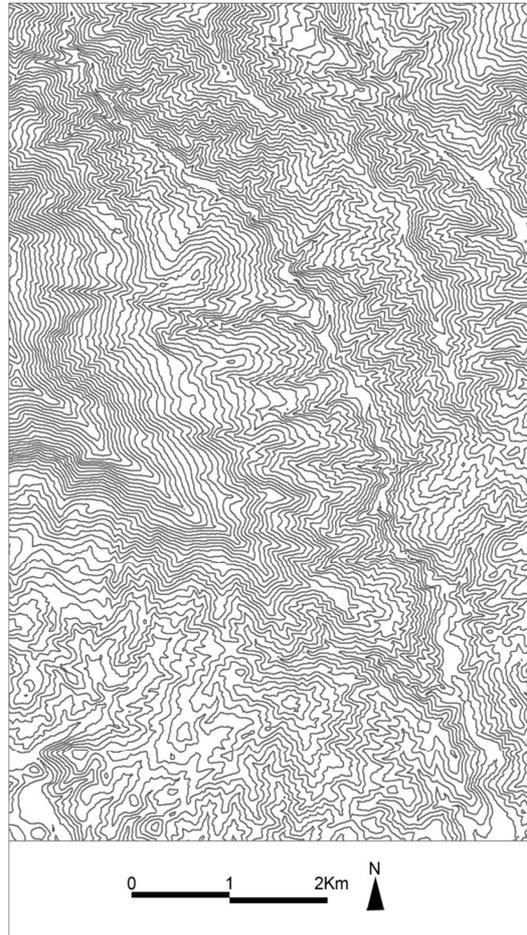
Dicho todo esto se ha realizado un análisis e investigación exhaustiva de la propia matriz rocosa que compone el macizo, así como del propio macizo rocoso del área estudiada; para el estudio y análisis geológico del material de la zona, se ha desarrollado una metodología por fases para determinar la caracterización del macizo y su matriz rocosa, como sigue:

**1ª Fase.** Se ha estudiado los planos geotécnicos y geológicos del Mapa Geológico Nacional, del IGME (Instituto Geológico Minero de España), para el área de trabajo. Estos han proporcionado una primera información general de los materiales geológicos de la zona de deslizamientos. En concreto, la hoja que se ha empleado es la nº 1065 del MAGNA (Chacón, Estévez y Riles, 1978).

**2ª Fase.** Con posterioridad a una primera clasificación del material, procede de la investigación experimental del esquisto. Para ello se extraen testigos in situ a diferentes profundidades de roca de esquisto en una amplia zona de estudio, que se localizan sobre un plano topográfico en tres subzonas. Los mapas (topográficos, geotécnicos y geológicos) y las fotografías aéreas específicas donde se ubican la zonas de extracción, se han determinado mediante un programa SIG (Sistemas de Información Geográfica), concretamente la aplicación informática ARCGIS-10.2.1

En los mapas se ha trabajado a escalas adecuadas, para favorecer la medición de los trabajos. Los planos topográficos son un elemento esencial en una investigación geológica para levantar cortes geológicos, medir espesores de estratos, longitudes, alturas...; siendo la escala más frecuentemente utilizada la 1:5000.

Las curvas de nivel se han realizado a 10, 20, 30 m. Igualmente, se han confeccionado perfiles y secciones topográficas con objeto de analizar la estabilidad de los taludes en base a la ilustración 2.2.



*Ilustración 2.2 Plano topográfico del área de estudio, obtenido de un mapa ráster procedente del IGN, (Instituto Geográfico Nacional Español), desarrollado a partir de la aplicación informática S.I.G. ARCGIS 10.2.1., mediante un modelo digital terrestre del terreno.*

**3ª Fase.** Tras localizar los puntos de la zona de extracción de muestras y análisis en el plano del área de estudio, se ha procedido a realizar diversos ensayos experimentales de laboratorio homologados, con objeto de conocer el comportamiento y determinar los parámetros de corte de la matriz rocosa, para posteriormente utilizarlos en los cálculos de estabilidad de los taludes.

Se han calculado los tres parámetros básicos en el estudio de estabilidad de un talud, que son el ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ), la cohesión efectiva ( $c$ ) y la densidad aparente ( $\gamma_{ap}$ ), tanto en sus valores de pico, como residuales. Se han realizado ensayos de laboratorio específicos de la zona analizada, que se ha dividido en tres zonas o puntos a su vez. Tales ensayos se confiaron al laboratorio acreditado CEPASA S.A.

**4ª Fase.** Estos ensayos experimentales se han centrado en tres zonas o puntos de análisis. Se han elaborado diversos ensayos de laboratorio en la zona: corte directo, densidades y permeabilidad. También se ha caracterizado tanto la matriz como el macizo rocoso, en lo que se refiere a su resistencia característica. Para ello se ha determinado la calidad del macizo rocoso mediante el

factor RMR (Bieniawski, 1989), para el que se ha utilizado un martillo Smith de 2700 julios, se ha empleado además una brújula para analizar inclinaciones, direcciones y buzamientos, y también el martillo de geólogo, para determinar el grado de dificultad de una roca a ser excavada, es decir la ripiabilidad del material.

**5ª Fase.** Teniendo en cuenta los parámetros experimentales de laboratorio y el análisis RMR del macizo rocoso, se ha analizado la calidad de cada talud estudiado, en cuanto a su calidad, según el manual de campo para caracterización de macizos rocosos (Ferrer y González de Vallejo, 1999).

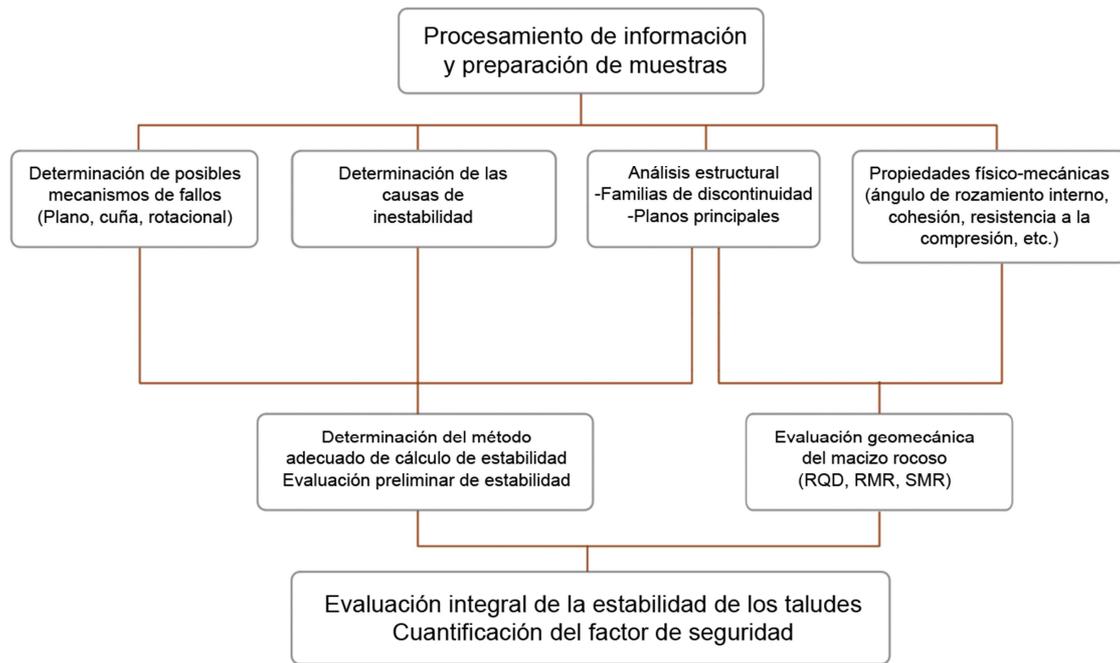
En este caso la esquistosidad de la roca metamórfica estudiada, se evidencia por la presencia de un plano de lajeado predominante, lo que da lugar a la existencia de una clara estructura planar tanto en la muestra extraídas, como en los afloramientos estudiados. Esta circunstancia se ha tenido muy en cuenta a la hora de realizar los ensayos experimentales en el laboratorio.

Otro aspecto importante dentro de esta fase de estudio consistió en la determinación de las discontinuidades del macizo así como en el establecimiento de una clara heterogeneidad estructural y textural dentro del macizo rocoso propiamente dicho, para lo cual se procedió a la realización de la estación geomecánica para cada afloramiento.

Una estación geomecánica es una zona o punto de observación de un afloramiento rocoso en el que se hace un estudio sistemático del tipo de roca, condiciones de alteración, donde los aspectos más característicos son el tipo y la distribución de discontinuidades que afectan al macizo, donde se obtienen la dirección y ángulo de buzamiento de los sustratos y familias de discontinuidades que afectan a la roca, incluida su orientación preferente. Estos datos nos permiten clasificar la calidad de un talud y así valorar los riesgos de inestabilidad.

**6ª Fase.** Se ha caracterizado las muestras obtenidas en la zona de estudio, en relación con los parámetros relativos al contenido de humedad y presión del agua en el esquistos (Fallot, 1949), que forma la matriz rocosa.

A continuación, en la ilustración 2.3, se resumen en el esquema adjunto el procedimiento adecuado para determinar con precisión el coeficiente de seguridad de estabilidad de una ladera en roca; se subdivide el estudio en cuatro apartados donde se analiza el macizo rocoso propiamente dicho, determinando la calidad del mismo mediante varios sistemas, el que se ha utilizado en el presente trabajo es el RMR (Bieniawski, 1989) por su precisión, en el trabajo de campo se procede a la extracción de muestras de la matriz rocosa y su preparación para su posterior análisis en el laboratorio y así tener los parámetros geomecánicos del suelo para un adecuado cálculo de estabilidad.



**Ilustración 2.3** Esquema de procedimiento de información, extracción y preparación de muestras, en un macizo rocoso mediante varios sistemas para finalmente cuantificar el factor de seguridad de estabilidad de la ladera.

## 2.2 Marco geológico

La zona que se ha estudiado pertenece geológicamente al Complejo Alpujárride y se encuentra enclavada en el extremo occidental de las Cordilleras Béticas como se puede observar en la ilustración 2.4.

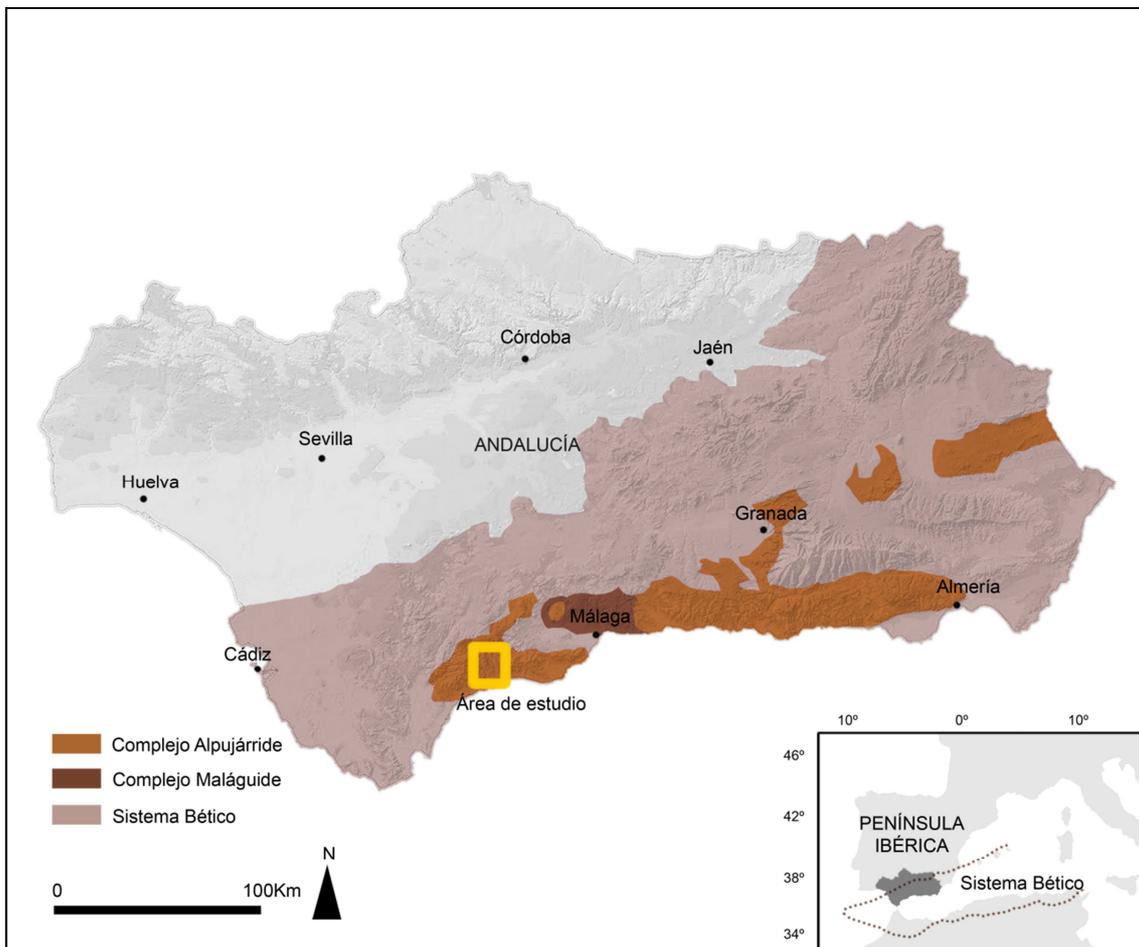
Las Cordilleras Béticas se localizan en el sur de la Península Ibérica y se extienden desde la Bahía de Cádiz a las Islas Baleares, siendo su longitud superior de 600 km (Fallot, 1948). De ahí la importancia en extensión y repercusión de lo estudiado en el presente trabajo.

En estas cordilleras que conforman y delimitan el Sur-Este de La Península Ibérica e Islas Baleares están representados tanto materiales metamórficos en las llamadas Zonas Internas (Complejos Nevado-Filábride, Alpujárride y Maláguide), como sedimentos en las Zonas Externas (Subbético Interno, Externo y Medio) (Vera, 2004).

Los esquistos constituyen la roca predominante en los afloramientos de la zona analizada, son rocas metamórficas de medio y alto grado y pueden llegar a alcanzar espesores de varios cientos de metros.

Hay dos grandes unidades en las Zonas Internas de las Cordilleras Béticas, que son importantes para nosotros debido a su afloramiento en el área de análisis de la presente tesis, que se denominan Complejo Maláguide y Alpujárride (Vera, 2004). El término *Maláguide* fue utilizado

por primera vez por el profesor (Blumenthal, 1949) y posteriormente formalizado por Durand Delga (Durand-Delga, 1968), para referirse al conjunto tectónico compuesto por materiales sedimentarios y metamórficos que se localizan sobre las rocas metamórficas del Complejo Alpujárride (Van Bemmelen, 1927).

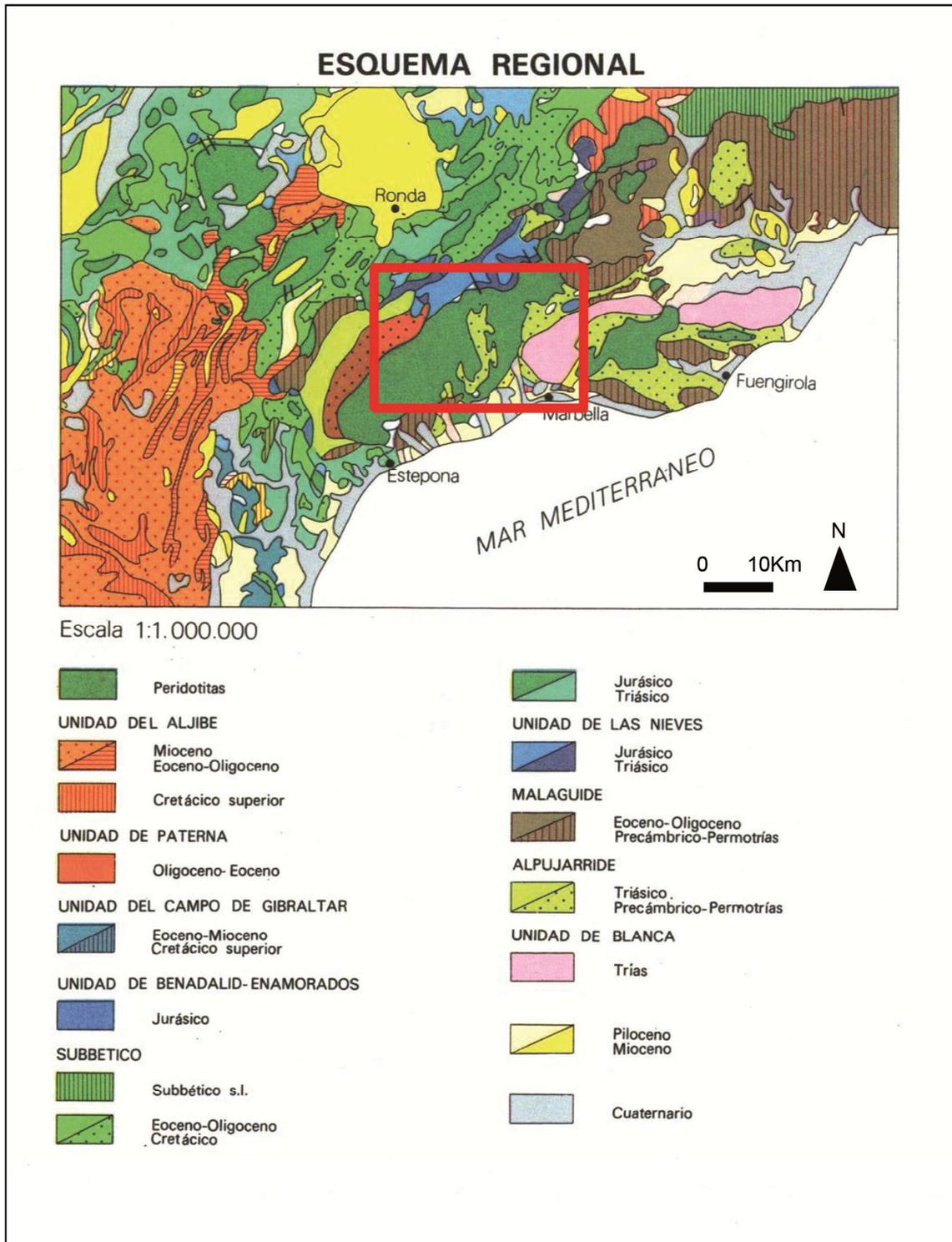


**Ilustración 2.4.** Distribución regional de las Cordilleras Béticas en el Sur de La Península Ibérica; señalamiento de los dos Complejos predominantes en el Sur de las mismas, Complejo Alpujárride y Málagaide. Ubicación en amarillo de la localización del área de estudio.

En la práctica es difícil diferenciar el Complejo Málagaide del Alpujárride, dada la continuidad y similitud de los materiales esquistosos en contacto entre ambas unidades, como ocurre en la zona de Vélez-Málaga y Benamocarra en la provincia de Málaga.

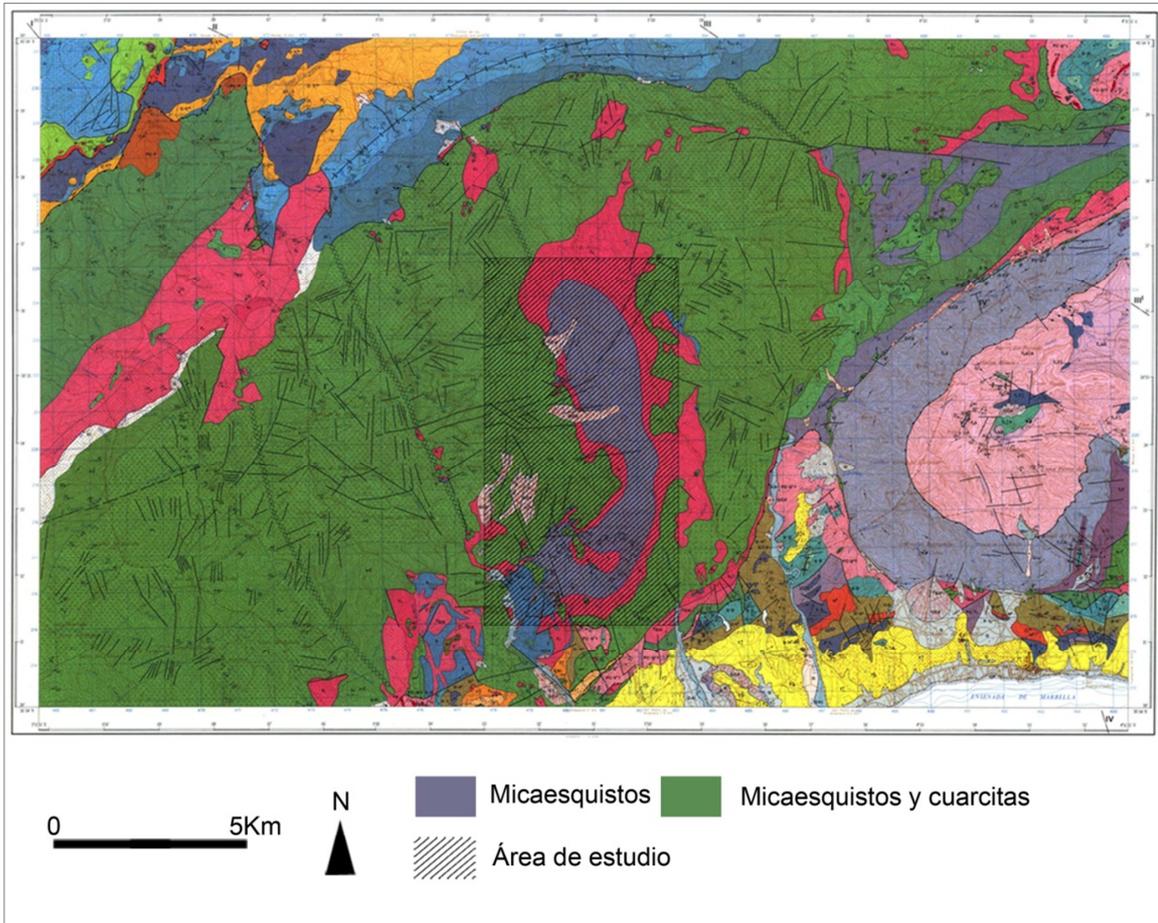
Debido a que el afloramiento en el área analizada pertenece claramente al Complejo Alpujárride (Westerveld, J., 1929), nos vamos a centrar en esta Unidad, si bien por lo ya comentado los resultados del presente estudio serían extensible a los esquistos del Complejo Málagaide..

Para analizar desde un punto de vista geológico, geomorfológico y litológico se ha consultado el MAGNA (Mapa Geológico de España, IGME, 1972-2003), donde vienen representados los materiales y el roquedo que aparecen en la zona de estudio. Este documento es básico para la comprensión geomorfológica del área y está realizado a escalas 1:100.000 y 1:50.000.



*Ilustración 2.5 Plano a escala 1:1.000.000 extraído del MAGNA, de la zona de estudio.*

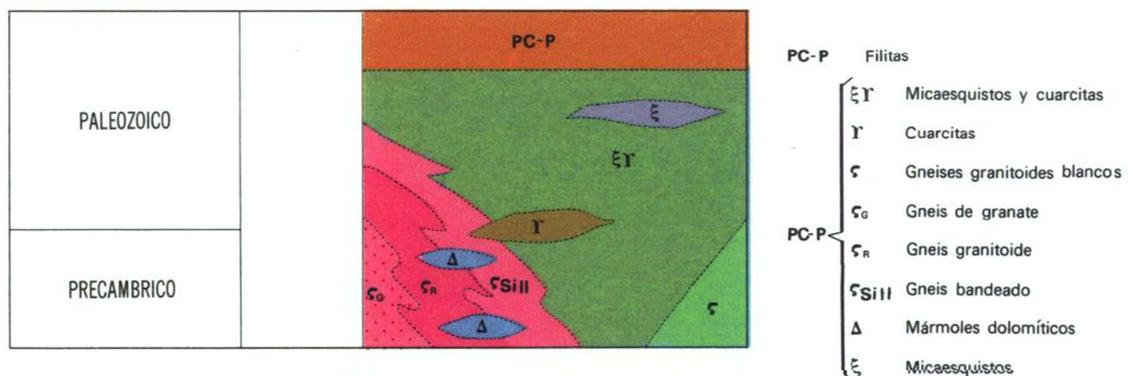
La historia geológica en la zona analizada va desde el Precámbrico al Triásico, según se deduce del esquema regional geológico; y conforme a la ilustración 2.3, en la zona de los afloramientos estudiados, los materiales se limitan a un periodo comprendido entre el Precámbrico y el Permotrias. Se ha analizado el mapa del MAGNA 50, a escala 1:50.000, en la hoja que abarca nuestra zona de estudio, numerada 1.065 (15-45) y denominada “Marbella”, IGME (1973-2003); véase la ilustración 2.6.



**Ilustración 2.6** Mapa geológico de la zona de estudio MAGNA 50, hoja 1065, escala 1:50.000.

Esta hoja nº 1065 del MAGNA refleja el mapa de la ubicación del área de análisis, que se encuentra situado en la provincia de Málaga, entre la Serranía de Ronda y La Costa del Sol Occidental. Este mapa deja patente que la zona de estudio se encuentra en el Complejo Alpujárride y el material mayoritario que aflora es el micaesquisto, donde, a diferencia de otros materiales de la zona, como gneises y mármoles, los planos de esquistosidad y exfoliación son muy patentes.

#### ALPUJARRIDE



**Ilustración 2.7.-** Leyenda y columna tipo de la sucesión de materiales existentes en la zona analizada del Complejo Alpujárride, donde predominan los micaesquistos y en bastante menor medida los gneises, según el mapa geológico de la zona de estudio (MAGNA 50, hoja 1065, escala 1:50.000)

### 2.2.1 Depósitos coluviales

Como se ha apuntado con anterioridad, es de vital importancia el análisis de los mantos de cobertera coluvial que se encuentran sobre los taludes de los sustratos rocosos de los macizos aquí estudiados; en particular, en aquellos casos en los que se ha producido deslizamientos del tipo reptal. Para ello se va a realizar un mapa de peligrosidad atendiendo a la presencia de estos depósitos, que se forman por los propios procesos de erosión que afectan al macizo rocoso; para lo cual se han tenido en cuenta diversas hipótesis de partida.

Como ya se ha indicado, pertenecen a depósitos de escombros de talud, deslizamientos antiguos y recientes, los cuales se han generado en el perfil de meteorización de las rocas del basamento. En general estos depósitos están constituidos por una mezcla heterogénea de litología relacionada con la roca madre que forma el esquisto. Los espesores observados para el manto coluvial varían entre 1 y 3 m de profundidad en los cortes de laderas estudiados.

### 2.2.2 Descripción general del afloramiento rocoso

La zona donde se describen las diferentes estaciones geomecánicas queda encuadrada dentro del término municipal de Marbella (Málaga), que comprende la hoja 1065 Marbella, a lo largo de la carretera nacional A-397 (Marbella-Ronda). En esta zona se han producido fenómenos de deslizamiento como consecuencia de las lluvias torrenciales del año hidrológico 2009-10.

En la hoja 1065 del MAGNA 50, de Marbella, se pueden describir cuatro materiales diferentes:

-Micaesquistos pertenecientes al Complejo Alpujárride (Paleozoico).

-Gneises granitoides pertenecientes al Complejo Alpujárride (Precámbrico-Paleozoico).

-Mármoles dolomíticos (Complejo Alpujárride – Precámbrico).

-Rocas ultrabásicas (Peridotitos).

Es el micaesquisto con planos exfoliación y esquistosidad, del Complejo Alpujárride, es el que se ha analizado y estudiado en el presente trabajo, al coincidir en extensión con la zona objeto de este estudio y ser el material predominante en el área.

## LEYENDA

### TERCIARIO-CUATERNARIO

CUATERNARIO	52	53	54	55	56	57
PLIOCENO						

### UNIDAD DE ALJIBE ?

MIOCENO	BURDIG.	47	46
PAL.	EOCENO-OLIGOCENO	45	46

### MALAGUIDE

TRIASICO		44	41
PERMICO		43	40
CARBONIFERO	SUP.	42	39
	INF.	40	
DEVONICO		35	37
SILURICO		36	37
PRECAMBRICO		36	37

### ALPUJARRIDE

PALEOZOICO	35	34	33	32	29	30	31
PRECAMBRICO	27	28	30	31	29	30	31

- 57 Cuaternario indiferenciado.
- 56 Piedemonte y conos de deyección.
- 55 Aluvial.
- 54 Travertinos.
- 53 Playas.
- 52 Terrazas.
- 51 Indiferenciado.
- 50 Margas.
- 49 Arenas, localmente con fauna.
- 48 Indiferenciado.
- 47 Silexitas, calizas margosas y margas.
- 48 Flysch margo-areniscoso.
- 45 Coluviones.
- 44 Brecha dolomítica.
- 43 Areniscas rojas, arcillas, pizarras abigarradas y conglomerados de cuarzo.
- 42 Conglomerado poligénico de "Marbella".
- 41 Maláguide indiferenciado.
- 40 Pizarras y grauwas.
- 39 Calcofilitas y grauwas.
- 38 Calizas tableadas "alabeadas".
- 37 Filitas con niveles de cuarzo.
- 36 Conglomerados de cuarzo.
- 35 Filitas.
- 34 Micaesquistos.
- 33 Micaesquistos y cuarcitas.
- 32 Cuarcitas.
- 31 Gneises granitoides blancos.
- 30 Gneis bandeado.
- 29 Mármoles dolomíticos.
- 28 Gneis granitoide.
- 27 Gneis de granate.
- 26 Cuarcitas y gneises con cordierita.
- 25 Mármoles azules fajeados.
- 24 Mármol dolomítico sacaroide.
- 23 Anfibolita.
- 22 Gneises con plagioclasas, anfíbol o biotita.
- 21 Mármoles masivos blancos.
- 20 Anfibolita hornbléndica con magnetita.
- 19 Brecha de la Nava.
- 18 Calizas cristalinas azules.
- 17 Calizas tableadas negras.
- 16 Dolomias.
- 15 Mármoles de contacto.
- 14 Margas y areniscas.
- 13 Calizas laminadas.
- 12 Calizas en bancos.
- 11 Dolomias.
- 10 Carniolas y dolomias.
- 9 Serpentinitas.
- 8 Harzburguita-Dunita piroxénica.

*Figura 2.1 Leyenda de la hoja geológica del IGME de Marbella, hoja nº 1065.*

Los deslizamientos analizados en este apartado son del tipo reptal; este tipo de deslizamientos se produce como consecuencia de que hay una masa de terreno inestable que desliza con respecto a una zona estable, a través de una superficie o franja, en este estudio se ha realizado análisis para espesores de hasta tres metros de profundidad; se ha caracterizado mediante mapas de peligrosidad. Estos se producen en la franja donde se alcanza la tensión tangencial máxima en todos sus puntos (González de Vallejo et al., 2002).

Es objeto de este trabajo también los deslizamiento de tipo circular, que son del tipo profundo y viene determinado por una superficie de rotura circular, en este caso se ha analizado mediante los métodos de equilibrio límite (Spencer, 1967).



*Ilustración 2.8 Micaesquistos como afloramiento, con escaso desarrollo de la fábrica planar donde se observan zonas de oxidación.*

Los macizos de roca metamórfica aquí analizados, tienen un plano de esquistosidad que desarrollan las micas y los minerales planares, de ahí la denominación de micaesquisto. Esta esquistosidad se produce durante las fases de deformación que afectaron a estos macizos a lo largo de su historia geológica. Además de este parámetro mencionado, se debe tener en cuenta para el análisis de los macizos otros factores como los planos de discontinuidad, buzamientos y pendientes, así como su comportamiento mecánico en las estaciones geomecánicas (Bieniawski, 1989) en los taludes inventariados. Las superficies y planos de discontinuidad de los macizos rocosos condicionan de una manera importante su comportamiento frente a la estabilidad (González de Vallejo et al., 2002).

Las discontinuidades en los macizos rocosos presentan normalmente dentro de la complejidad de este material líneas y planos preferentes de fractura y alteración. Estas aberturas propician el flujo de agua intersticial.

Los macizos rocosos que se van a analizar en la presente tesis son de estructura laminar. Su origen son arcillas y lodos que han sufrido un proceso de metamorfismo, en condiciones de alta temperatura y presión durante prologados periodos de tiempo. Es importante el estudio de este material por la abundancia y extensión en el sur de la Península Ibérica. El complejo alpujárride aflora en las provincias de Málaga y Granada (Fallot, 1948), incluidos también los esquistos del Complejo Málagaide (Durand-Delga, 1968). Para tener unos datos adecuados para determinar la estabilidad, se van a obtener los parámetros de corte de la matriz del macizo rocoso.

Debido a estos fenómenos de meteorización, los macizos rocosos de esquistos se alteran superficialmente, generando un material menos cohesionado, a veces suelto y con matriz arcillosa denominado material coluvial; que supone grandes extensiones superficiales en este tipo de macizo de esquistos y que son susceptibles de deslizamientos; se analizará también para el área objeto de estudio, la estabilidad de taludes de modo masivo, acudiendo a la cartografía actualizada, para tener en cuenta la presencia de este material resultante de alteración del sustrato rocoso.

La pérdida de resistencia de un macizo rocoso (Cho y Lee, 2001), como es el caso de los estudiados en el presente trabajo, ilustración 2.9, está relacionada con la infiltración de agua de lluvia en el sustrato, y se asocia con el incremento de sobrecarga en el mismo debido a la infiltración de agua en el terreno y a las tensiones hidrostáticas que se generan, lo cual supone una variación de la cohesión de dicho material, por la disminución de la succión matricial (Cho y Lee, 2001).



*Ilustración 2.9* Imagen de uno de los macizos rocosos estudiados en el presente trabajo en las estaciones geomecánicas.

El método RMR (*Rock Mass Rating*) (Bieniawski, 1989), se ha empleado para determina la calidad de los sustratos rocoso, teniendo en cuenta las discontinuidades de macizo, presentes en cada uno de los casos estudiados. Este también depende de la resistencia al esfuerzo cortante de la roca matriz del sustrato rocoso y del efecto del agua de lluvia en su interior.

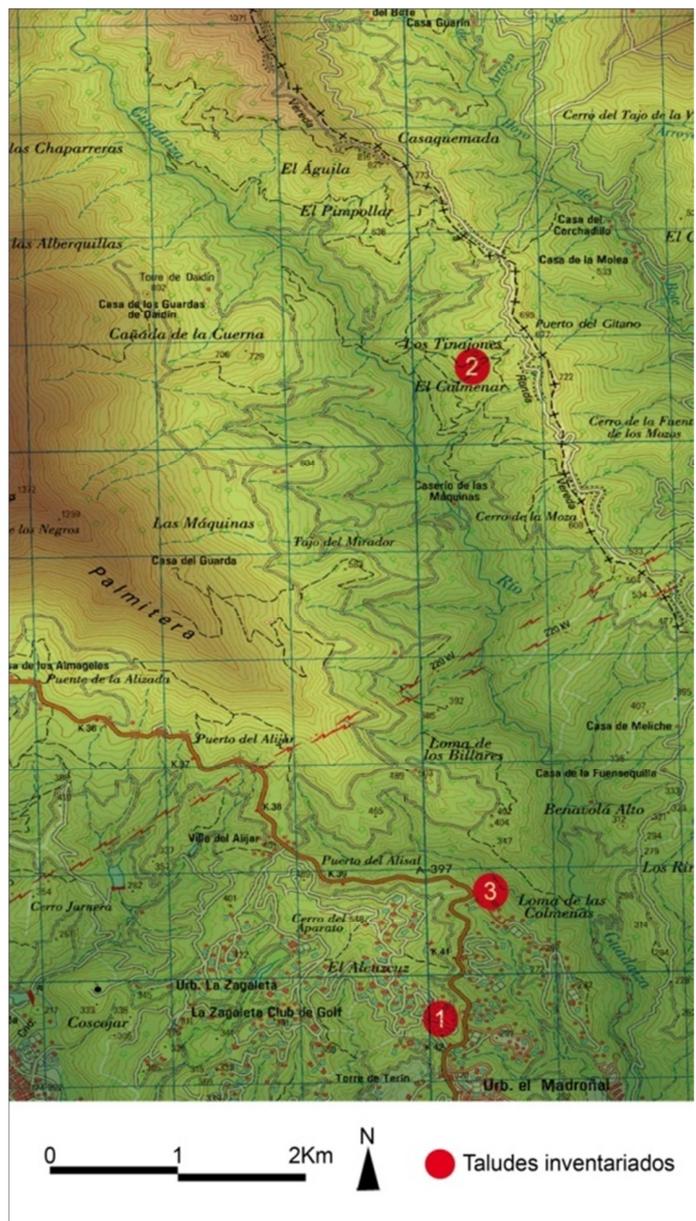
### 2.2.3 Inventario de Taludes

La situación de los taludes inventariados, su localización geográfica y su identificación se muestra en la ilustración nº 2.10 del presente trabajo. Se ha tomado un área considerable de análisis, coincidente con la hoja nº 1065 del MAGNA, para que el trabajo sea extensivo a otras zonas con características similares.

Los esquistos del Complejo Alpujárride analizados presentan un suelo vegetal poco desarrollado en la parte superior con raíces, que corresponde al manto coluvial.

Como se ha podido observar, los esquistos estudiados tienen un grado de alteración superficial medio formándose pátinas de oxidación. La zona de menor consistencia y resistencia al corte corresponde a este manto superficial coluvial, que se encuentra encima y protegiendo el propio macizo rocoso, que es susceptible de deslizamientos réptales, debido a su reducida cohesión.

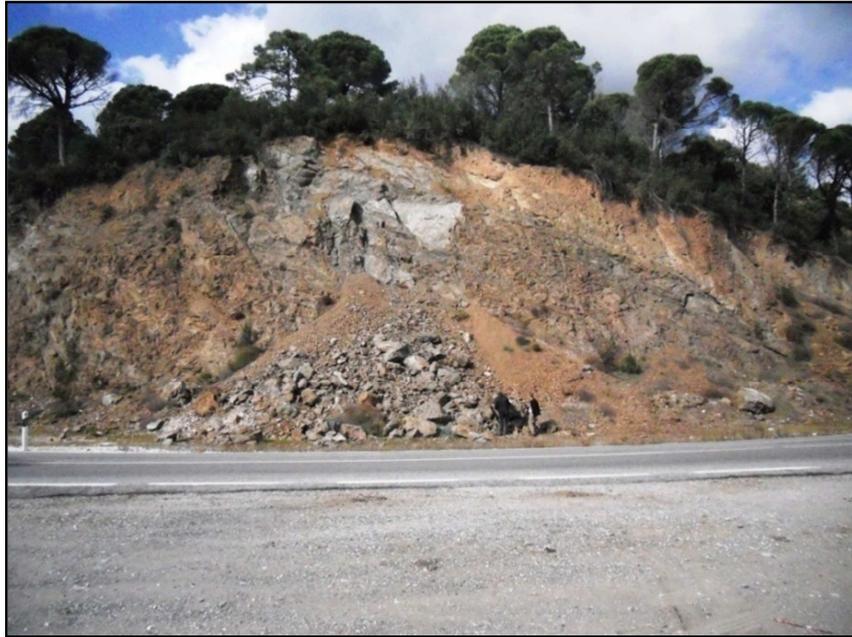
A continuación, como se observa en la ilustración 2.10, se han inventariado tres zonas de taludes a lo largo de la carretera comarcal A-397, denominados punto 1, punto 2 y punto 3.



*Ilustración 2.10 Situación de los puntos y taludes inventariados en el área de estudio*

## TALUD INVENTARIADO PUNTO 1

Coordenadas UTM X: 0320359 Y: 4044573 Z: 276 MTS



*Ilustración 2.11 Primera estación geomecánica*



*Ilustración 2.12 Primera estación geomecánica en detalle*

## TALUD INVENTARIADO **PUNTO 2**

Coordenadas UTM X: 0316963 Y: 4050196 Z:756 MTS



*Ilustración 2.13 Segunda estación geomecánica.*



*Ilustración 2.14 Segunda estación geomecánica en detalle.*

### TALUD INVENTARIADO PUNTO 3

Coordenadas UTM X: 03220269 Y: 4045156 Z:328 MTS



*Ilustración 2.15 Tercera estación geomecánica*



*Ilustración 2.16 Tercera estación geomecánica en detalle.*

## 2.2.4 Clasificación geomecánica, RMR de los taludes.

La zona de análisis resulta compleja para su clasificación y se han realizado un estudio del tipo RMR (rock mass rating) (Bieniawski, 1989). Esta área tiene un alto grado de deformación en los materiales por la intensa actividad tectónica y la existencia de posteriores intrusiones del tipo magmático, el profesor Bieniaswki publicó una clasificación del macizo rocoso denominada Clasificación Geomecánica o Sistema Rock Mass Rating (RMR) (Bieniawski, 1979), que más tarde fue mejorada mediante la versión de clasificación posterior (Bieniawski, 1989):

Los siguientes seis parámetros son los utilizados para clasificar la calidad de un macizo rocoso usando el último sistema RMR (Bieniawski, 1989):

### **1. Resistencia a la compresión uniaxial**

- Determinada en laboratorio y con ensayos de carga puntual en terreno.

### **2. Valor del RQD**

- El índice RQD, denominado Rock Quality Designation (Deere et al., 1969), es un procedimiento por el que se estima la calidad de un macizo rocoso a partir de perforaciones rotativas con extracción de testigos en sondeos.

Este procedimiento se define como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud, sin tener en cuenta las roturas del proceso de perforación respecto de la longitud total del sondeo; es decir es la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigo mayores de 10 cm y la longitud total del tramo considerado.

Se le asigna una calidad al macizo desde un porcentaje de hasta el 25% cuando es deficiente y hasta un índice mayor al 90% cuando es de una calidad excelente.

### **3. Espaciamiento de discontinuidades**

- Se supone que la roca tiene tres conjuntos de fracturas y se elige el sistema más predominante de discontinuidad en el talud analizado.

### **4. Condición de discontinuidades**

- Para poder determinar esta condición es necesario analizar la resistencia al corte de los planos de discontinuidad, donde se tiene en cuenta los más desfavorables; los conceptos de liso y la rugosidad en la superficie de contacto entre los planos de discontinuidad y en ocasiones entre los planos aparece un material de relleno blando, estos parámetros son los determinantes para poder analizar este apartado.

## 5. Filtraciones

- Las discontinuidades son el flujo predominante de filtraciones; el agua rebaja la resistencia al corte al reducir las tensiones efectivas que actúan sobre los planos de discontinuidad, crean presión de agua en discontinuidades.

## 6. Orientación de discontinuidades

- Este parámetro está determinado por el rumbo y el manto en el plano de discontinuidad del macizo rocoso estudiado.

**Rumbo:** Es el ángulo que forma una línea virtual “ab” con el Norte.

**Manteo:** Es el ángulo que forma una línea virtual “ac” con el plano horizontal.

Estos parámetros nos determina la orientación media de cada familia, mediante los valores estadísticos de cada estudio.

La clasificación final de calidad del macizo rocoso por este método se realiza en intervalos de 20 puntos, concretamente comenzando por 100 y hasta llegar a 0. Es decir se usan generalmente cinco intervalos, los que también pueden ser denominados con números romanos del I al V en calidad ascendente, para clasificar el macizo rocoso estudiado.

Se ha utilizado para ubicar las estaciones geomecánicas y taludes analizados un dispositivo receptor de navegación por satélite, Global Positioning System (GPS) (Parkinson, Spilker y Elkaim, 2003), el modelo utilizado es el geko-201 de la compañía Garmin.

Este dispositivo tiene una precisión inferior a 3,00 m y nos da las coordenadas de posicionamiento UTM de la caracterización de los taludes analizados en los diferentes puntos.



*Ilustración 2.17* Dispositivo GPS GEKO-201 y brújula geológica MODEL DQY-1, utilizados en el estudio de taludes de este trabajo.

En los diferentes puntos observados, afloran esquistos fracturados, con gran cantidad de intercalaciones cuarcíticas y de micas, pertenecientes al Paleozoico. Su alteración le confiere en su afloramiento un aspecto pardo-rojo, como se puede observar en la ilustración 2.17.

Se ha utilizado para realizar el estudio de la dirección y el sentido preferente o buzamiento de los taludes caracterizados, una brújula geológica topográfica modelo Brunton MODEL DQY-1, con clinómetro y niveles, de precisión  $< 0,5^\circ$ . Con este dispositivo se ha medido los diferentes buzamientos e inclinaciones de los taludes estudiados conforme al cuadro 2.1.

	<b>Punto 1</b>	<b>Punto 2</b>	<b>Punto 3</b>
<b>Coordenadas UTM</b>	X: 0320359 Y: 4044573 Z: 276 m	X: 0316963 Y: 4050196 Z: 756 m	X: 03220269 Y: 4045156 Z: 328
<b>Dirección del talud</b>	N 40° E	N 35° E	N – S
<b>Buzamiento del talud</b>	75° - 80° SE	80° SE	45° E
<b>Altura del talud</b>	25 – 30 m	25 – 30 m	25 – 30 m

*Cuadro 2.1 Cuadro resumen de coordenadas, direcciones, buzamientos y altura de los puntos y taludes inventariados y examinados en el presente trabajo.*

### 2.2.5 Caracterización de la matriz rocosa mediante la clasificación RMR.

Se han realizado diferentes ensayos de laboratorio homologados para obtener aisladamente los parámetros de corte de la matriz rocosa. Como se puede determinar a lo largo del presente trabajo, los resultados de las estaciones geomecánicas y los ensayos de laboratorio realizados in situ en la matriz rocosa, nos dan resultados similares, circunstancia que valida el procedimiento de estudio del presente trabajo. En la inspección visual del macizo rocoso, se ha podido constatar que los minerales más abundantes detectados en la matriz rocosa, son la mica, el cuarzo, la moscovita y la biotita.

Se han utilizado y analizado los siguientes parámetros en los taludes inventariados, para poder caracterizar los macizos rocosos que lo componen en el presente trabajo (Bieniawski, 1989):

1. Orientación
2. Espaciados
3. Continuidad
4. Rugosidad
5. Resistencia
6. Abertura
7. Rellenos
8. Filtraciones
9. Número de familias de discontinuidad
10. Tamaño
11. Fracturación
12. Meteorización

### a. Orientación

La orientación de una discontinuidad en el espacio viene definida por la dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad, respecto al Norte, y por la inclinación respecto a la horizontal de dicha línea, que es lo que se denomina buzamiento. Se distinguen varias familias de discontinuidades según el corte del estudio del cuadro 2.3.

	<b>Punto 1</b>	<b>Punto 2</b>	<b>Punto 3</b>
<b>Dirección del talud</b>	N 40° E	N 35° E	N - S
<b>Familias de discontinuidad</b>	-1) N280°E / 36°SW -2) N60°E / 68°NW -3) N-S / 18°E	-1) N300°E / 26°SW -2) N-S / 85°SE -3) N90°E / 80°N	-1) N320°E / 40°SW -2) N240°E / 60°S -3) N-S / 60°E

**Cuadro 2.2** Cuadro resumen de la orientación de los puntos estudiados en los taludes analizados, con la brújula modelo Brunton MODEL DQY-1.

### b. Espaciado

Es la distancia entre dos planos de discontinuidades consecutivos y de una misma familia. El espaciado influye en el comportamiento del macizo rocoso y define el tamaño de los bloques. Si el espaciado es pequeño (la red de fracturación es muy densa) la resistencia del macizo disminuye de forma considerable. La distancia media entre discontinuidades varía en rangos y se pueden clasificar en el cuadro 2.3.

<b>Espaciado</b>	<b>Punto 1</b>	<b>Punto 2</b>	<b>Punto 3</b>
<b>1ª familia (foliación)</b>	Extremadamente juntas (< 20 mm).	Extremadamente juntas (< 20 mm).	Extremadamente juntas (< 20 mm).
<b>2ª familia</b>	Entre moderadamente juntas (200-600 mm) y separadas (600-2000 mm).	Juntas (60-200 mm).	Juntas (60-200 mm).
<b>3ª familia</b>	Separadas (600-2000 mm).	Juntas (60-200 mm).	Muy juntas (20-60 mm).

**Cuadro 2.3** Espaciado de las familias de foliación en los puntos analizados de los taludes inventariados

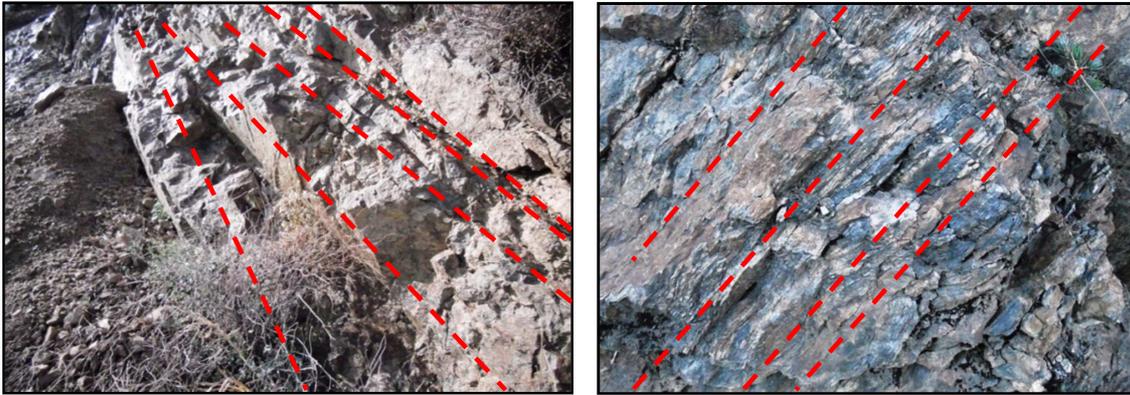
### c. Continuidad

Es la longitud o extensión superficial observada en los planos de discontinuidad. Es un parámetro difícil de observar en el afloramiento, aunque se ha comprobado las siguientes continuidades que se resumen en el cuadro 2.4.

<b>Continuidad</b>	<b>Punto 1</b>	<b>Punto 2</b>	<b>Punto 3</b>
<b>1ª familia (foliación)</b>	Muy baja continuidad <1 m.	Muy baja continuidad <1 m.	Muy baja continuidad <1 m.
<b>2ª familia</b>	Continuidad media 3-10 m.	Baja continuidad 1-3 m.	Baja continuidad 1-3 m.
<b>3ª familia</b>	Baja continuidad 1-3 m.	Continuidad media 3-10 m.	Baja continuidad 1-3 m.

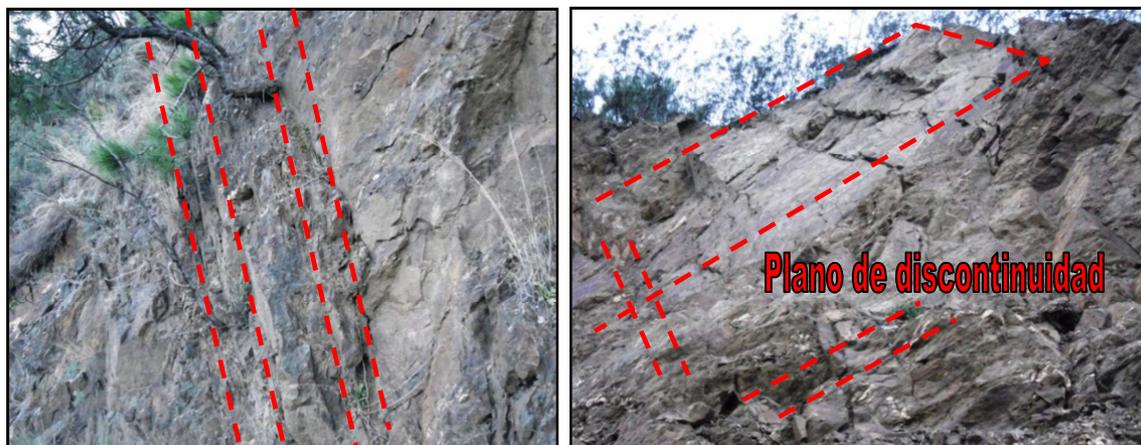
**Cuadro 2.4** Continuidad en las familias de foliación en los puntos estudiados de los taludes inventariados.

En el presente trabajo se han analizado los diferentes planos de exfoliación del macizo rocoso e identificando las diferentes familias de discontinuidad existentes en los diferentes taludes y puntos analizados, para poder determinar el RMR del propio macizo. En la ilustración 2.18, podemos observar las discontinuidades en los puntos 1 y 3.



*Ilustración 2.18 Familias de discontinuidades, con espaciados irregulares en algunos casos y diferentes direcciones en otras que son oblicuas.*

Se ha ido identificando varios planos de roca para poder clasificar la calidad del macizo; en la ilustración 2.18 podemos observar discontinuidades coincidiendo con el sentido y dirección en el que se ha producido el deslizamiento del macizo rocoso, donde se han creado esos planos de foliación y esquistosidad característicos del esquistos del Complejo Alpujarride (Blumenthal, 1949).



*Ilustración 2.19 Podemos observar en el macizo rocoso las familias susceptibles de discontinuidades, que marca su comportamiento, con sus espaciados y marcando las direcciones predominantes.*

#### **d. Rugosidad**

Es un parámetro importante en este tipo de trabajo, puesto que permite determinar la resistencia al corte de la continuidad analizada, es decir la continuidad o persistencia de un plano, es su extensión superficial, medida por la longitud según la dirección del plano. Es importante

determinar y caracterizar las familias de discontinuidades más continuas, ya que son estas las que normalmente condicionan el comportamiento del macizo en cuanto a su estabilidad.

A mayor rugosidad mayor es la resistencia de los planos de discontinuidad, aunque su influencia disminuye con el aumento de la abertura, con el espesor del relleno y con el desplazamiento experimentado entre las paredes.

El conjunto de las discontinuidades del macizo rocoso analizado, podemos observarlo según los criterios analizados en el manual de campo (González de Vallejo y Ferrer, 2007) en la tabla 2.5.

<b>Rugosidad</b>	<b>Punto 1</b>	<b>Punto 2</b>	<b>Punto 3</b>
<b>1ª Familia (Foliación)</b>	Ondulada Lisa (Tipo V).	Ondulada Lisa (Tipo V).	Ondulada Lisa (Tipo V).
<b>2ª Familia</b>	Ondulada rugosa (Tipo IV).	Ondulada rugosa (Tipo IV).	Ondulada lisa (Tipo V).
<b>3ª Familia</b>			

*Cuadro 2.5 Rugosidad de los planos de discontinuidad en los puntos estudiados en los taludes inventariados.*

#### **e. Resistencia**

Se define este parámetro como la resistencia a compresión en las zonas de discontinuidad del talud estudiado. Para obtener estos valores de resistencia, que se resumen en el cuadro 2.6., se ha utilizado el martillo Schmidt modelo Type HT-225 TJR, con una fuerza cinética nominal de 2700 julios, conforme a la norma CSN EN 12504-2. El mecanismo del martillo es un procedimiento sencillo y eficaz para mediciones en campo (Rodríguez Sastre et al., 2004), consiste en un muelle que presiona un pistón, encerrado en una carcasa y que es proyectado sobre un émbolo metálico retráctil, el cual impacta y registra la energía del mismo cuando entra en contacto con la superficie rocosa.

A continuación se va a ir definiendo las fases del procedimiento.

El proceso del ensayo ha consistido:

1. No se deben elegir dos puntos de impacto, a una distancia inferior a 25 mm entre ellos, ni a 25 mm del borde de la roca.
2. El número mínimo de mediciones en la zona de ensayo es de 10 golpes para determinar el valor medio.
3. El esclerómetro o Martillo Schmidt para realizar el ensayo se ha sujetado firmemente a una posición que permitía transmitir al vástago un impacto perpendicular a la superficie de ensayo, desde una posición superior.
4. Después del impacto, se ha ido anotando los valores del índice de rebote.

5. Se han realizado un análisis de más de 40 puntos en los tres taludes estudiados, tomando los valores medios que se reflejan en el cuadro 2.6.

Se ha tenido en cuenta en los ensayos de compresión, para optimizar los resultados, el realizado en zonas de debilidad del talud que anteriormente han tenido problemas de inestabilidad.

El procedimiento mecánico para conocer la resistencia a compresión de un macizo rocoso in situ, consiste en el procedimiento de rebote del martillo Schmidt, conforme a la ASTM D5873, que se relaciona directamente con el ensayo de compresión simple de laboratorio. En campo se ha analizado los diferentes taludes inventariados de esquisto y se ha podido comprobar el límite de resistencia límite en función de la inclinación de la esquistosidad o plano de exfoliación del micaesquisto, según los criterios de Donath, con el martillo Schmidt, conforme a la ilustración 2.20.



*Ilustración 2.20* Equipo martillo Schmidt, utilizado en las labores de campo efectuadas en los taludes inventariados.

El índice de rebote medido con el martillo Schmidt (esclerómetro), es un método indirecto para determinar la resistencia a compresión simple del macizo rocoso y el utilizado en este apartado de la investigación.

1. El resultado de la medición de resistencia a compresión simple, es el conjunto de los valores de rebote realizados en la prueba in situ (Donath, 1963).

A fin de cuantificar los resultados del martillo Schmidt, se tomará el valor de rebote de promedio  $R_h$  conforme a la ecuación 2.1., para cada punto estudiado en el talud rocoso. Dicho esto para calcular el valor del promedio, hacen falta los valores singulares del índice de rebote unitario  $R_{hi}$ , que son los diferentes rebotes que se toman in situ con el martillo Schmidt.

$$R_h = \frac{\sum R_{hi}}{n} \quad (2.1)$$

2. De los valores singulares del índice de rebote unitario  $R_{hi}$ , se calcula el intervalo de valores válido; el valor singular del índice de rebote unitario  $R_{hi}$ , no se puede diferenciar del 13% de promedio  $R_h$ , según la ecuación 2.2.

$$R_{hi} = 0,87 \times R_h / 1,13 \times R_h \quad (2.2)$$

3. Los valores singulares del índice de rebote unitario  $R_{hi}$ , que se encuentran fuera del intervalo de la expresión 2.2. se descartan, y otra vez se calculará el promedio  $R_h$ , con los valores de  $R_{hi}$  que se encuentren dentro del intervalo.

	<b>Punto 1</b>	<b>Punto 2</b>	<b>Punto 3</b>
<b>Martillo Schmidt (<math>R_h</math>) (media en 20 lecturas)</b>	45=39MPa	52=48MPa	52=48MPa
<b>Resistencia a compresión según resultados del martillo Schmidt</b>	Moderadamente dura	Dura	Dura

*Cuadro 2.6 Cuadro resumen de los valores de rebote de promedio  $R_h$  obtenidos mediante el martillo Schmidt en campo en los diferentes puntos, con el análisis de meteorización, dando como resultado la resistencia a compresión de los macizos rocosos.*

Las paredes de las discontinuidades clasificadas presentan una resistencia a compresión simple que suele ser menor que la de la roca intacta, debido a la meteorización o alteración de las paredes. La resistencia de la roca en base a las discontinuidades puede clasificarse según la ISRM (Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, 1981), conforme al cuadro 2.7.

	<b>Punto 1</b>	<b>Punto 2</b>	<b>Punto 3</b>
<b>Meteorización externa observada</b>	-Insolación. -Hidratación. -Oxidación. -Disolución.	-Insolación. -Hidratación. -Oxidación. -Disolución.	-Insolación. -Hidratación. -Oxidación. -Disolución.
<b>Grado de meteorización</b>	Zonas decoloradas y zonas desintegradas.	Zonas decoloradas y zonas desintegradas.	Zonas decoloradas y zonas desintegradas.
<b>Resistencia</b>	-Zonas $\rightarrow R_5$ -Zonas $\rightarrow R_3 - R_2$	$R_5$ mayoritariamente.	Entre $R_4$ y $R_5$

*Cuadro 2.7 Resistencia de los macizos rocosos en los diferentes puntos estudiados en los taludes inventariados.*

## f. Abertura

Es la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de una discontinuidad cuando no existe material de relleno. La abertura varía mucho en función de las zonas del macizo rocoso. En superficie puede ser elevada, pero a medida que se profundiza suele decrecer hasta cerrarse o reducirse. Su influencia en la resistencia al corte es importante al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes.

Las aberturas en las discontinuidades de los taludes inventariados se ha clasificado según los parámetros de La Comisión Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1981), que se resume en el cuadro 2.8.

<b>Abertura</b>	<b>Punto 1</b>	<b>Punto 2</b>	<b>Punto 3</b>
<b>1ª familia (foliación)</b>	Muy cerradas (0,1 mm).	Muy cerradas (0,1 mm).	Muy cerradas (0,1 mm).
<b>2ª familia</b>	Entre cerradas (0,1-0,25 mm) y muy cerradas (0,1 mm).	Cerradas (0,1-0,25 mm)	Cerradas (0,1-0,25 mm) y muy cerradas (0,1 mm).
<b>3ª familia</b>		Muy cerradas (0,1 mm).	

**Cuadro 2.8** Abertura entre paredes adyacentes de la discontinuidad más desfavorable observada en situ en las laderas inventariadas.

### **g. Relleno**

Es el material de naturaleza distinta a la roca que aparece entre las dos paredes de una discontinuidad. Cuando existe relleno, la distancia entre las dos superficies adyacentes se suele denominar anchura.

Su presencia gobierna el comportamiento de la discontinuidad cuando tiene el espesor suficiente. En el caso que nos ocupa, se observan algunos rellenos, siendo éstos algunos de grano fino de naturaleza arcillosa (descomposición del esquistos) y otros de tamaño grava de naturaleza esquistosa (producidos por la erosión y posterior caída por gravedad). También se detecta oxidación en algunas de las fracturas, por la acción del agua.

### **h. Filtraciones**

El agua que se infiltra en un macizo rocoso procede en su mayor parte del flujo que circula por las discontinuidades. Esta agua procede de la infiltración del agua de lluvia. A estas discontinuidades por donde circula el agua de lluvia las consideramos juntas (González de Vallejo y Ferrer, 2007).

A continuación en el cuadro 2.9, se resume las filtraciones en las familias de foliación de los macizos rocosos estudiados, teniendo en cuenta la presencia o no de relleno.

<b>FILTRACIONES</b>	<b>PUNTO 1</b>	<b>PUNTO 2</b>	<b>PUNTO 3</b>
<b>1ª familia (foliación)</b>	-Sin relleno (tipo I); la junta es muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible circulación de agua.	-Sin relleno (tipo I).	-Sin relleno (tipo I); la junta es muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible circulación de agua.
<b>2ª familia (foliación)</b>	-Con relleno (tipo II); relleno húmedo pero sin agua libre.	-Con relleno (tipo I); relleno muy consolidado y seco. El flujo no es posible.	
<b>3ª familia (foliación)</b>		-Sin relleno (tipo I).	-Con relleno (tipo II); relleno húmedo pero sin agua libre.

**Cuadro 2.9.** Resumen del análisis de filtraciones y relleno en las familias de los macizo rocosos inventariados.

### **i. Parámetros que caracterizan al macizo rocoso**

Además de la descripción de la matriz rocosa y de las discontinuidades, para caracterizar el macizo y realizar la clasificación geomecánica mediante el RMR (Bieniawski, 1989), se determinan una serie de parámetros del conjunto del afloramiento.

Entre estos parámetros, se incluye el número de familias de discontinuidades, el tamaño del bloque, la fracturación del macizo y el grado de meteorización.

### **j. Número de familias**

El número de familias de discontinuidades condiciona el aspecto del macizo rocoso y su comportamiento mecánico. La orientación de las diferentes familias con respecto al talud, condiciona la estabilidad o no del mismo.

Dada la naturaleza y la magnitud de los afloramientos en los taludes inventariados, se han obtenido diferentes tipos de las familias de discontinuidades, de tamaños de bloques y de forma de los mismos conforme al cuadro 2.10.

	<b>PUNTO 1</b>	<b>PUNTO 2</b>	<b>PUNTO 3</b>
<b>Nº de familias</b>	3 familias de discontinuidades + otras ocasionales.	3 familias de discontinuidades + otras ocasionales	3 familias de discontinuidades + otras ocasionales
<b>Tipo de macizo rocoso</b>	Tipo VII	Tipo VII	Tipo VII

*Cuadro 2.10 Cuadro resumen del número de familias y discontinuidades obtenidas en los taludes inventariados.*

### **k. Tamaño del bloque**

El tamaño y la forma de los bloques de roca intacta que forman el macizo rocoso inventariado, condicionan el comportamiento geomecánico del mismo.

La dimensión y forma de los bloques están definidas por el número de familias de discontinuidades, por su espaciado y su continuidad. La descripción del tamaño del bloque se puede realizar de las siguientes maneras:

-Mediante el número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen ( $1 \text{ m}^3$ ) del macizo rocoso, definido mediante el parámetro  $J_v$ , conforme a la expresión 2.3., (González de Vallejo y Ferrer, 2007):

$$J_v = n^\circ \text{ de discontinuidades} / \text{longitud de medida (m}^3) \quad (2.3)$$

	<b>PUNTO 1</b>	<b>PUNTO 2</b>	<b>PUNTO 3</b>
<b>Descripción</b>	Bloques entre medianos y pequeños.	Bloques pequeños.	Bloques entre medianos y pequeños.
<b>J<sub>v</sub> (discont. / m<sup>3</sup>)</b>	Entre 3-10 y 10-30, por zonas.	10 – 30	10 - 30
<b>Tamaño y forma de bloque</b>	-Clase V; tipo irregular -Clase VI; tipo triturado	-Clase V; tipo irregular	-Clase V; tipo irregular -Clase VI; tipo triturado

*Cuadro 2.11 Cuadro Resumen del parámetro geomecánico del tamaño de los bloques en los sondeos extraídos, en los taludes inventariados.*

## **I. Fracturación del macizo**

Este factor está definido por varios factores, siendo el más importante la densidad de fracturas. En la práctica el índice que define el grado de fracturación del macizo rocoso es el RQD (Rock Quality Designation), que se mide en testigos de sondeos.

La medida del RQD para determinar la fracturación de un macizo rocoso fue propuesta por un equipo de científicos (Deere et al., 1969); en este método se incluye sólo los fragmentos o trozos de testigo de material fresco, excluyéndose los que presentan un grado de alteración importante. A partir del grado IV de fracturación inclusive, se considera un RQD = 0%.

Para medir este parámetro se recomienda que la longitud de cada maniobra del sondeo no exceda de 1,5 m y la sección del testigo de 0,048 m, la medida de la longitud se debe efectuar a partir del eje central del mismo. La ecuación de cálculo es la 2.4.

$$RQD = \frac{\sum \text{Trozos de testigos de longitud} > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud total de maniobra}} 100\% \quad (2.4)$$

Se puede decir que un RQD inferior a 25 indica un macizo rocoso de muy mala calidad, mientras que de 90 a 100, indica una calidad muy buena. Una calidad media en relación a la fracturación podría situarse entre 50 y 75.

Al no haber ejecutado sondeo, se pueden aplicar varias correlaciones empíricas para la estimación del RQD a partir de las medidas de discontinuidades realizadas en los afloramientos.

Una correlación para obtener un valor del RQD (Deere et al., 1969), puede estimarse a partir del parámetro J<sub>v</sub> (número total de discontinuidades por metro cúbico, según la expresión empírica 2.5, (Palmstrom, 1975).

$$RQD = 115 - 3,3 J_v \quad (2.5)$$

	<b>PUNTO 1</b>	<b>PUNTO 2</b>	<b>PUNTO 3</b>
<b>Valor medio de <math>J_v</math></b>	20	20	20
<b>Valor de RQD (%)</b>	49	49	49
<b>Calidad</b>	Pobre (25-50 %)	Pobre (25-50 %)	Pobre (25-50 %)

**Cuadro 2.12** Cuadro resumen de la calidad del macizo rocoso mediante el factor  $J_v$ , en función del grado de fracturación de los macizos estudiados, en los taludes inventariados.

### m. Meteorización

El grado de meteorización debe ser estimado para el macizo rocoso en su conjunto, además de para la matriz rocosa, como quedó recogido al principio de este trabajo. Ambos precisan de la observación directa de la roca, aunque en ocasiones es necesario fragmentar un trozo de roca para observar la meteorización de la matriz rocosa.

	<b>PUNTO 1</b>	<b>PUNTO 2</b>	<b>PUNTO 3</b>
<b>Grado de meteorización</b>	Entre II y III		
<b>Término</b>	Entre ligeramente y moderadamente meteorizadas		
<b>Descripción</b>	<p><b>-Ligeramente meteorizado:</b> La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está decolorado por meteorización.</p> <p><b>-Moderadamente meteorizado:</b> Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.</p>		

**Cuadro 2.13** Cuadro resumen de los parámetros de meteorización, del conjunto de taludes inventariados, como macizo único.

### 2.2.6 Descripción de discontinuidades

Es fundamental en un macizo rocoso, cuando se quiere analizar su estabilidad, determinar el comportamiento mecánico del mismo, que está condicionado por la existencia de discontinuidades en su masa. En el apartado anterior, mediante las estaciones geomecánicas (Ferrer y González de Vallejo, 1999), se han detectado tales discontinuidades, que incluye la definición de las características y parámetros, ya mencionados: orientación, espaciado, continuidad, rugosidad, resistencia de las paredes, apertura, relleno y filtraciones.

En este trabajo se han realizado nueve estudios en diferentes taludes y se han resumido en tres mediciones o puntos caracterizados e inventariados conforme a su RMR. Desde el punto de vista de la mecánica de las rocas, las discontinuidades se caracterizan por una resistencia mecánica

inferior a la de la masa rocosa original. Su caracterización requiere investigaciones detalladas como las desarrolladas en el presente trabajo.

### 2.2.7 Cuadros resumen de las estaciones geomecánicas.

Los macizos rocosos inventariados, como medio continuo presentan un comportamiento geomecánico que puede ser estudiado y categorizado, en función de su aptitud para distintas aplicaciones, en este caso para el análisis de estabilidad de taludes. Con este objetivo surgieron las clasificaciones geomecánicas que se aportan, mediante la observación directa y la realización de los sencillos ensayos de campo descritos, obtenemos los índices de calidad relacionados con los parámetros geomecánicos del macizo, para posteriormente utilizarlos en los cálculos de estabilidad.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento del material, se expresa por medio de un índice de calidad, denominado Rock Mass Rating (RMR) (Bieniawski, 1989), que varía en una escala de 0 a 100. Una vez obtenidas las puntuaciones resultado de aplicar los parámetros antes descritos y calibrados en los cuadros de clasificación aportados, se efectúa la corrección por la orientación de discontinuidades y se obtiene un valor numérico, con el que se entra en la clasificación. Esta clasificación distingue cinco clases de roca y sus correspondientes índices RMR.

### 2.2.8 Primera estación geomecánica. Punto 1.

<b>Cuadro resumen del índice de calidad RMR (punto 1)</b>		
<b>Características</b>	<b>Tipo</b>	<b>Valoración</b>
<b>Resistencia</b>	2500 - 5000 N/cm <sup>2</sup>	4
<b>RQD</b>	25 %- 50%	6
<b>Espaciado</b>	0,2 – 0,6 m	10
<b>Rugosidad</b>	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes duros	25
<b>Filtraciones</b>	Sin flujo de agua	15
<b>Corrección</b>	Orientación de las diaclasas con dirección y buzamiento de influencia media en la estabilidad del talud	-25

<b>RMR</b>	Calidad: IV (Mala)	35
	Cohesión	9,81-19,62 (kN/m <sup>2</sup> )
	Ángulo de rozamiento	15° - 25°

*Cuadro 2.14 Cuadro resumen de los resultados geomecánicos RMR del punto n° 1*

2.2.9 Segunda estación geomecánica.- **Punto 2.**

<b>Cuadro resumen del índice de calidad RMR (punto 2)</b>		
<b>Características</b>	<b>Tipo</b>	<b>Valoración</b>
<b>Resistencia</b>	10000 - 25000 N/cm <sup>2</sup>	12
<b>RQD</b>	25 %- 50%	6
<b>Espaciado</b>	0,2 – 0,6 m	10
<b>Rugosidad</b>	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes duros	25
<b>Filtraciones</b>	Sin flujo de agua	15
<b>Corrección</b>	Orientación de las diaclasas con dirección y buzamiento de influencia media en la estabilidad del talud	-25
<b>RMR</b>	Calidad: III (Media)	43
	Cohesión	19,62-29,42 (kN/m <sup>2</sup> )
	Ángulo de rozamiento	25° - 35°

*Cuadro 2.15 Cuadro resumen de los resultados geomecánicos RMR del punto n° 2*

2.2.10 Tercera estación geomecánica.- **Punto 3.**

<b>Cuadro resumen del índice de calidad RMR (punto 3)</b>		
<b>Características</b>	<b>Tipo</b>	<b>Valoración</b>
<b>Resistencia</b>	10000 - 25000 N/cm <sup>2</sup>	12
<b>RQD</b>	25 %- 50%	6
<b>Espaciado</b>	0,2 – 0,6 m	10
<b>Rugosidad</b>	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes duros	25
<b>Filtraciones</b>	Sin flujo de agua	15
<b>Corrección</b>	Orientación de las diaclasas con dirección y buzamiento de influencia media en la estabilidad del talud	-25
<b>RMR</b>	Calidad : IV (Media)	43
	Cohesión	19,62-29,42 (kN/m <sup>2</sup> )
	Ángulo de rozamiento	25° - 35°

*Cuadro 2.16 Cuadro resumen de los resultados geomecánicos RMR del punto n° 3*

Teniendo en cuenta estos cuadros de análisis desarrollados y los datos obtenidos durante la campaña de campo expuesto anteriormente, se resumen en este apartado mediante cuadros resúmenes las conclusiones para cada punto de estudio o estación geomecánica realizada; valores que en líneas generales han coincidido con los ensayos de laboratorio realizados sobre la matriz rocosa, que a continuación exponemos.

#### 2.2.11 Parámetros de corte

Además de las estaciones geomecánicas (Ferrer y González de Vallejo, 1999), desarrolladas en el presente trabajo, como resultado de las cuales hemos obtenido el índice de calidad de los macizos rocosos RMR (Bieniawski, 1989) y sus parámetros de corte, para complementar el estudio y poder comparar estos resultados, se ha analizado en laboratorio los planos de discontinuidad y deslizamiento de la matriz rocosa, simulando la superficie de debilidad y rotura, mediante la realización de ensayos de corte directo (Shutton, 1989), a favor de la superficie de debilidad.

Los esquistos son rocas metamórficas de naturaleza arcillosa, con planos de esquistosidad pronunciados, que presentan factores de debilidad y merma de resistencia. Esta circunstancia afecta definitivamente a su resistencia al esfuerzo cortante y en definitiva a su estabilidad.

La rugosidad en un plano de discontinuidad determina su resistencia al corte (González de Vallejo et al., 2002), es decir, a mayor rugosidad en el plano de discontinuidad, mayor será su resistencia al corte. Hay que tener en cuenta en los ensayos de laboratorio que la presencia de irregularidades en los planos de discontinuidad dificulta su movimiento durante los procesos de deslizamiento tangencial lo que repercute en los resultado finales; para analizar la resistencia al corte del esquisto se procede a realizar los siguientes ensayos de laboratorio:

- Ensayos de corte directo sobre el material intacto extraído en las proximidades de las zonas deslizadas a diferentes profundidades. Se han determinado los parámetros geotécnicos de corte del esquisto, en su condición de efectivas y también próximos a la limitación de residuales, imponiendo desplazamientos alternativos en el ensayo de corte directo.
- Ensayos de corte directo sobre superficie de rotura obtenida en las proximidades de la propia superficie principal de rotura.

Para obtener los parámetros de corte de la matriz rocosa en su estado consolidado y drenado, se ha procedido a la aplicación de una carga y descarga, mediante estos ensayos en laboratorio; así se han obtenido los ángulos de rozamiento interno y cohesión de las muestras extraídas in situ de esquistos a varias profundidades en los taludes inventariados.

### 2.2.12 Extracción de testigos para analizar la matriz rocosa

Para poder obtener los parámetros reales de la matriz rocosa de micaesquistos alpujárride (Vera, 2004), se ha extraído in situ muestras de campo en los taludes estudiados, que como ya se ha analizado en las estaciones geomecánicas desarrolladas, se han resumido en tres puntos. Estas extracciones se han desarrollado a diferentes profundidades, para poder tener un resultado analítico más preciso del material analizado y de sus planos de discontinuidad.



**Ilustración 2.21** Extracción in situ de testigos de los taludes estudiados, concretamente el punto n° 3

Como se puede observar en la ilustración 2.21, en la zona analizada (punto número 3) se han extraído muestras de esquisto, mediante el sistema de taladro o sonda extractora con columna y con corona de diamante; se ha utilizado una taladradora modelo HILTI DD-130, con un rango de diámetros utilizados de Ø 25-102 mm.



**Ilustración 2.22** Esquema de sistema de extracción in situ de las muestras de la matriz rocosa en el macizo de esquistos mediante la sonda extractora y taladradora Hilti DD-130..

Estas muestras fueron introducidas en material aislante para que se mantuvieran en su estado natural de humedad y temperatura; posteriormente se enviaron al laboratorio para realizar los diferentes ensayos que se definen en los apartados. Una vez extraídos los testigos de la matriz rocosa de los taludes inventariados, estos se fueron catalogando en los tres puntos, que hemos identificado en cajas para evitar pérdidas y confusiones, visualmente se puede ya intuir la calidad del testigo extraído.



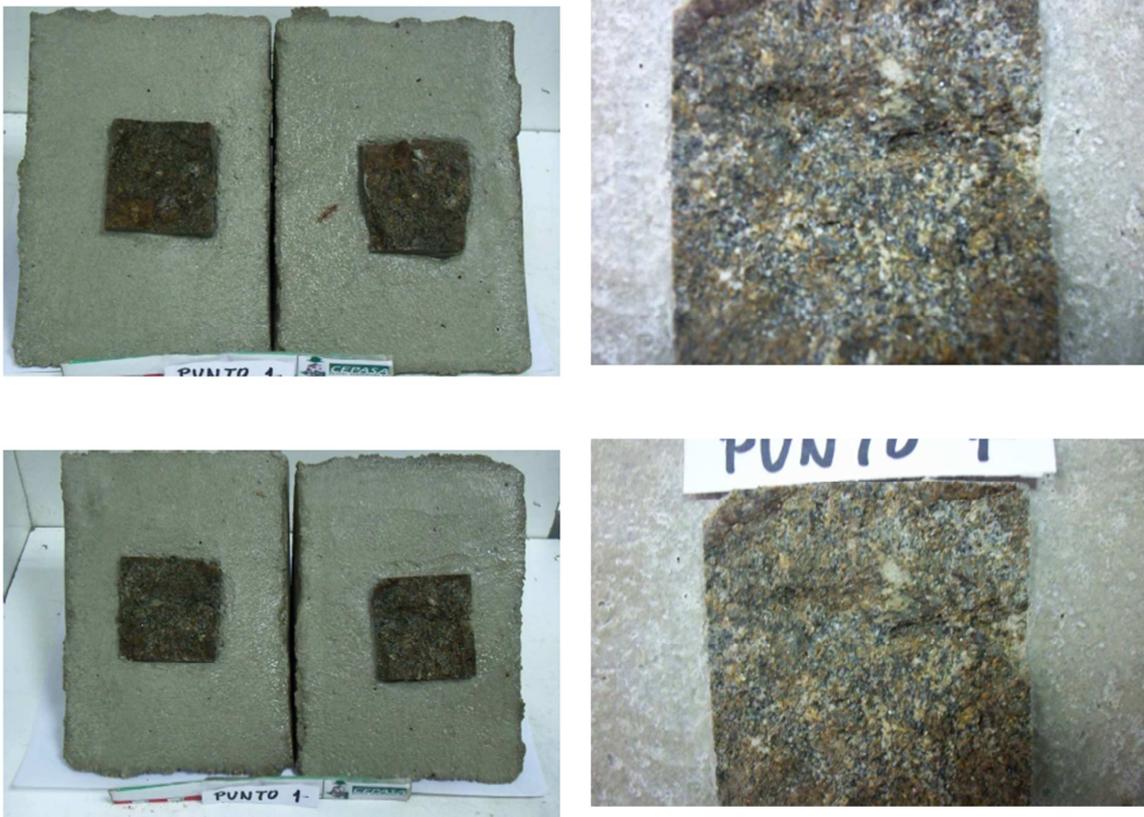
**Ilustración 2.23** Testigos de micaesquisto extraído en campo, de los taludes analizados, a diferentes profundidades; en la imagen superior se trata de uno de los testigos extraído en la zona-punto número 3.

Como se puede apreciar en la imagen 2.23, al extraer los testigos se ha podido constatar los planos de exfoliación característicos del esquisto; ello permite obtener el RQD de los afloramientos analizados (Ferrer y González de Vallejo, 1999), lo cual determina la calidad del macizo.



**Ilustración 2.24** Imagen de la instrumentación utilizada para la extracción de los testigos in situ, en los taludes inventariados.

Aunque las muestras extraídas de la zona de estudio presentan en algunos casos superficies y mecanismo de rotura complejos, ha sido posible en el laboratorio aislar la superficie de rotura principal de una manera bastante exacta, como se aprecia en la ilustración 2.25, tomando los planos de discontinuidad pésimos, es decir donde la resistencia al corte es menor.



**Ilustración 2.25** Muestra del material ensayado aislado para el corte directo. Ensayos realizados en el laboratorio homologado CEPASA S.A.: se puede apreciar el plano de discontinuidad de las dos muestras de esquisto.

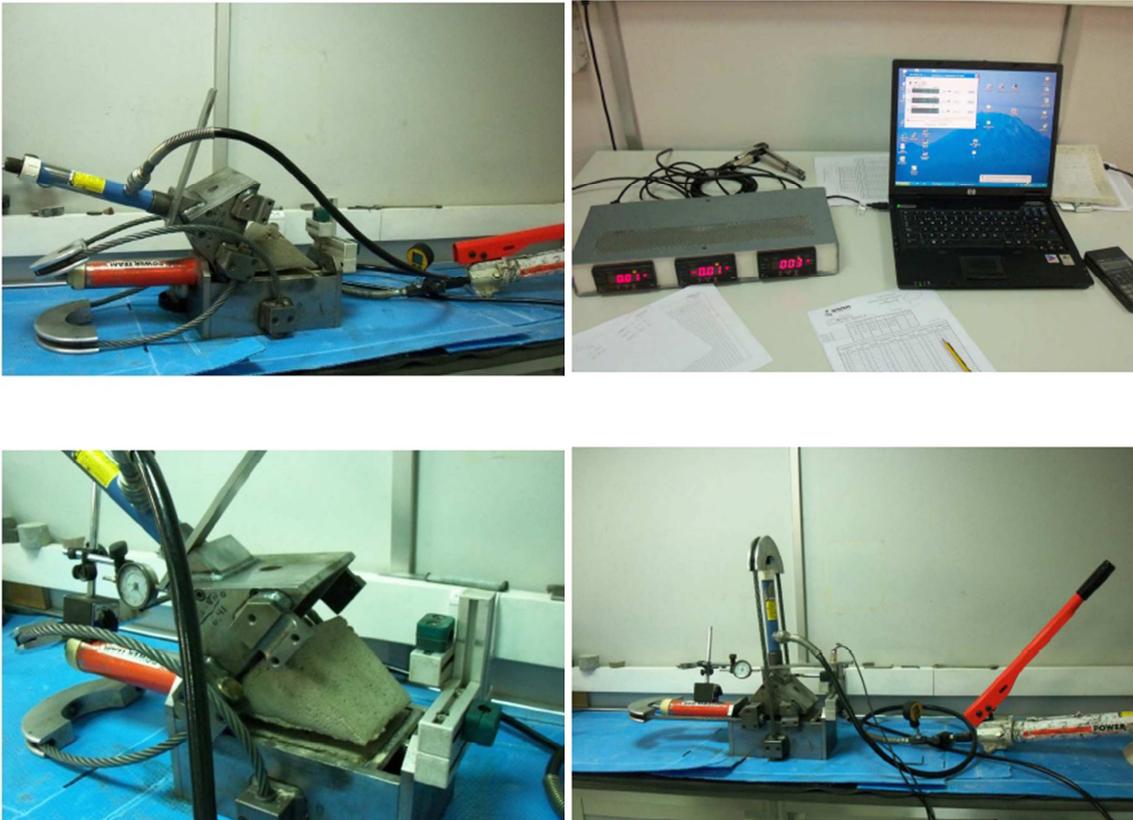
El esquisto es una roca donde abundan las discontinuidades por su propia morfología geotécnica y geológica, estas discontinuidades se caracterizan por tener unos valores y parámetros de resistencia al esfuerzo cortante inferior a la de la propia masa rocosa. (Sanz de Galdeano, Delgado y López, 1995).

### 2.2.13 Ensayos de corte directo.

En este mecanismo de laboratorio se ha analizado la matriz rocosa predominante en el área de estudio, los parámetros de corte y comportamiento del esquisto al esfuerzo cortante, lo cual constituye un aspecto innovador de la presente tesis.

En este caso la roca predominante en la zona analizada, es el micaesquisto del Complejo Alpujárride (Fallot, 1948), material abundante en la zona Sur de la Cordillera Bética, según la ilustración 2.2. del presente trabajo.

Este análisis llevado a cabo en el laboratorio CEPASA S.A. sobre las matrices rocosas de esquisto, hace que se pueda afinar en las predicciones iniciales llevada a cabo mediante las estaciones geomecánicas realizadas en los taludes inventariados, ajustando los parámetros de corte del esquisto, este ajuste nos ofrece un mayor refinamiento del modelo y nos permite mitigar dentro de lo posible los fenómenos de inestabilidad en laderas rocosas con mayor precisión.



**Ilustración 2.26** Vista de uno de los ensayos de corte directo realizados en laboratorio homologado CEPASA S.A.

El estudio del comportamiento mecánico de las discontinuidades se basa en las relaciones entre los esfuerzos de corte aplicados y los desplazamientos tangenciales registrados (González de Vallejo et al., 2002). El instrumento utilizado (Hoek y Bray, 1981), es una caja de corte que consta de dos mitades; la primera conectada a dos pistones para una acción de corte reversible, y la inferior conectada a un pistón para la aplicación normal de la carga.

La caja de corte consta de dos mitades; la primera conectada a dos pistones para una acción de corte reversible, y la inferior conectada a un pistón para la aplicación normal de la carga. Las cargas se registran mediante manómetros de Bourdon (Ortega y Ibáñez, 2003).

El sistema de carga normal se completa con un mantenedor de presión constante ajustable para absorber los cambios volumétricos de la muestra durante la acción de corte y para garantizar una carga vertical constante. El aparato consta de dos bombas y manómetros de 50 kN y dos moldes utilizados para la alineación correcta de la muestra antes del ensayo con cementación, la velocidad del ensayo es de 2 mm/minuto.

Cálculos realizados:

- Esfuerzo cortante sobre la muestra extraída:

$$\tau = F/A \quad (2.6)$$

$\tau$ : Esfuerzo cortante (kPa) F: Fuerza de corte (KN) A: Área corregida (  $m^2$  )

- Esfuerzo normal sobre la muestra extraída:

$$\sigma = F/A \quad (2.7)$$

$\sigma$ : Esfuerzo normal (kPa) F: Fuerza de corte (KN) A: Área corregida (  $m^2$  )

En la ilustración 2.25 se pueden apreciar las dos mitades que se ensayaron en laboratorio, en el punto número 1 de los taludes inventariados.

La rugosidad en los planos de discontinuidad es el parámetro más importante como factor determinante de la resistencia tangencial; dicho esto para simular este fenómeno en el ensayo de laboratorio se le ha aplicado a la probeta extraída in situ, una fuerza normal a las muestras, después se va actuando con una fuerza horizontal con un régimen de deformación constante, hasta que las partículas se van moviendo unas con respecto a las otras, entonces se produce el corte y el desplazamiento de la probeta, obteniendo los valores de corte de la matriz de esquisto.

Este ensayo se ha realizado con varias muestras de roca y diferentes presiones normales sobre las mismas muestras, para determinar los parámetros de corte del esquisto.

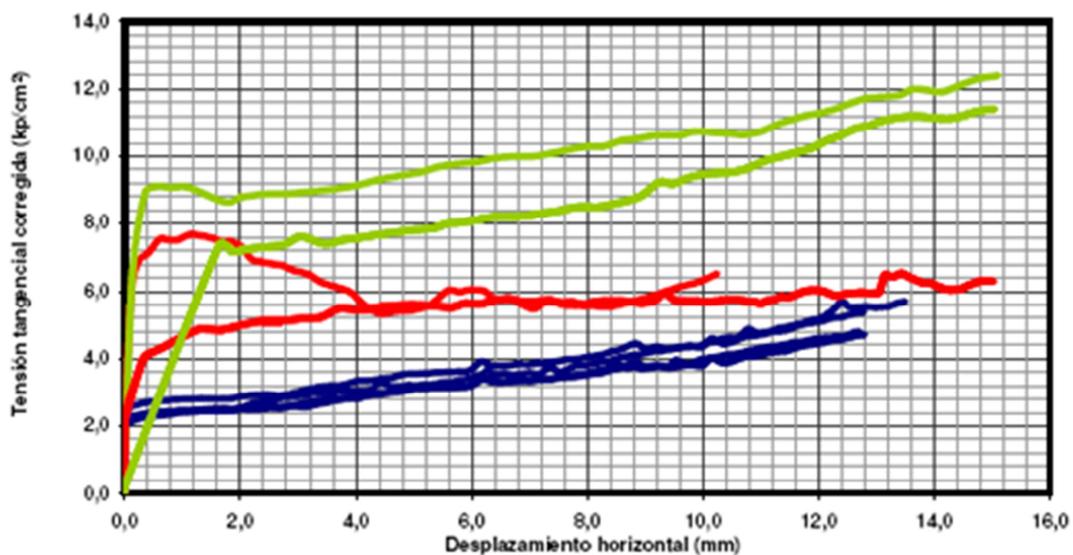
En el laboratorio se ha utilizado una aplicación informática específica automatizada para ir aplicando las diferentes fuerzas sobre la muestra de roca extraída, todos los equipos utilizados en los ensayos de la presente tesis, tienen la marca “CE” de conformidad con el R.D. 1435/92 y los ensayos se han realizado teniendo en cuenta la normativa aplicable (CTE, 2007). Los criterios empíricos que se aplican en los ensayos de laboratorio realizados, van en función de los esfuerzos normales y tangenciales actuantes sobre el plano de discontinuidad (Barton y Choubey, 1977).

Este ensayo de laboratorio se ha realizado sobre muestras extraídas en zonas de debilidad del macizo rocoso de esquisto, concretamente sobre la matriz rocosa para poder determinar los

parámetros resistentes al esfuerzo cortante, cohesión y ángulo de rozamiento interno (Nichols, 1931), en este caso en su condición de valores efectivos y residuales ( $c$  y  $\phi$ ). Estos parámetros son necesarios para el cálculo de la estabilidad al esfuerzo cortante de una ladera determinada.

Tipo de ensayo			
Corte directo con medida de resistencia de pico y residual, sobre muestra			
Velocidad del ensayo: 2 mm/min			
Datos generales	I	II	III
Tensión normal (kp/cm <sup>2</sup> ):	5,00	10,00	15,00
Diámetro equivalente (cm):	6,31	6,45	7,42
Sección (cm <sup>2</sup> ):	31,25	32,63	43,25
Humedad (%):	2,86	2,86	2,86
Densidad aparente (g/cm <sup>3</sup> ):	2,668	2,668	2,668
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> ):	2,594	2,594	2,594
Interpretación	Efectivas RESIDUALES		
Cohesión (kp/cm <sup>2</sup> ):	0,38		
Fricción (°):	27,21		
Pendiente:	0,51		
Datos RESIDUALES			
Tensión tangencial corregida (kp/cm <sup>2</sup> ):	I	II	III
Tensión normal corregida (kp/cm <sup>2</sup> ):	4,21	5,49	10,47
Desplazamiento horizontal (mm):	11,22	7,10	12,14

Gráfico tensión-desplazamiento



*Ilustración 2.27* Resultados de los ensayos de laboratorio de corte realizados en uno de los taludes de esquistos, caracterizados en una zona de discontinuidad marcada (punto 1). El ensayo ha sido realizado en el laboratorio homologado CEPASA S.A.

Para tener unos resultados aceptables se ha ensayado de tres a cuatro muestras por talud según lo prescrito por varios autores (González de Vallejo et al., 2002); el resultado se representa en una gráfica esfuerzo tangencial-esfuerzo normal,  $\tau$ - $\sigma$ , en la que cada muestra ensayada constituye un punto; uniendo los tres puntos obtenidos, se dibuja la recta que define la cohesión y ángulo de rozamiento interno de la discontinuidad (ilustración 2.27).

Con este ensayo se determinan tanto los parámetros de resistencia de pico, como los residuales. En la ilustración 2.27 se representan los resultados de uno de los ensayos de corte realizados en una de las discontinuidades rugosas para distintos valores de  $\sigma$ . Para este ensayo de laboratorio se toma la tensión de corte-desplazamiento tangencial (Goodman, 1989).

Los valores del desplazamiento vertical y la resistencia al esfuerzo cortante en función de la deformación se representan en la gráfica 2.27. Se utiliza la fórmula de Coulomb (1989) y se han tomado tres tensiones diferentes I-III.

La resistencia al corte de las discontinuidades depende fundamentalmente de la fricción de los planos y en menor grado de la cohesión (González de Vallejo et al., 2002).

En la ilustración 2.27, observamos los ensayos de corte directo realizados sobre las muestras de esquisto obtenida in situ en el área de estudio, para obtener la cohesión y ángulo de rozamiento interna en sus valores efectivos y residuales; en los cálculos de estabilidad de ladera para determinar un deslizamiento por primera vez, hay que manifestar que este ocurre en su valores máximo de esfuerzo cortante, es decir en valores de tensiones efectivas, mientras que las reactivaciones de los deslizamientos se producen entre los valores de residuales a efectivas; estos valores son importante cuando queremos predecir la reactivación de un deslizamiento en una ladera en el futuro.

#### 2.2.14 Cuadros resumen de los resultados de laboratorio.-

<b>CORTE DIRECTO (ESQUISTOS)</b>	<b>PUNTO 1</b>	<b>PUNTO 2</b>	<b>PUNTO 3</b>	<b>RESULTADO INTERVALO</b>	<b>MEDIA RESULTADOS</b>
<b>VALORES EFECTIVOS-(PICO)</b>					
ÁNGULO ROZAMIENTO INTERNO (°)	37,36°	37,35°	40,37°	37° – 41°	38,36°
COHESIÓN (kN/m <sup>2</sup> )	41,9	32,9	24,2	24-42	33,00
<b>VALORES RESIDUALES</b>					
ÁNGULO ROZAMIENTO INTERNO (°)	27,21°	31,27°	35,36°	27° – 36°	31,28°
COHESIÓN (kN/m <sup>2</sup> )	3,8	5,0	6,2	3,8-6,2	5,00

*Cuadro 2.17 Resumen de los resultados de los valores de corte directo realizados en laboratorio de los taludes inventariados de esquistos. Se muestran los valores de pico y residuales del ángulo de rozamiento interno y cohesión obtenidos. Se muestran la media de los resultados y el intervalo en el que se encuentran.*

<b>(ESQUISTOS) HUMEDADES (UNE103300) DENSIDADES (UNE103301)</b>	<b>PUNTO 1</b>	<b>PUNTO 2</b>	<b>PUNTO 3</b>	<b>RESULTADO INTERVALO</b>	<b>MEDIA RESULTADOS</b>
<b>HUMEDAD (%)</b>	<b>1,04</b>	<b>1,00</b>	<b>0,97</b>	<b>0,97-1,04</b>	<b>1,00</b>
<b>DENSIDAD SECA (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>25,94</b>	<b>25,53</b>	<b>25,13</b>	<b>25,13-25,94</b>	<b>25,53</b>
<b>DENSIDAD APARENTE (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>26,21</b>	<b>25,79</b>	<b>25,37</b>	<b>25,37-26,21</b>	<b>25,79</b>
<b>PESO ESPECIFICO PARTICULAS SOLIDAS (kN/m<sup>3</sup>) (UNE 103.302)</b>	<b>28,19</b>	<b>28,02</b>	<b>27,88</b>	<b>27,88-28,02</b>	<b>28,03</b>
<b>PESO ESPECIFICO APARENTE (kN/m<sup>3</sup>) (UNE 197.6)</b>	<b>26,84</b>	<b>26,42</b>	<b>26,01</b>	<b>26,01-26,84</b>	<b>26,42</b>
<b>COEFICIENTE ABSORCION (%) (UNE 197.6)</b>	<b>2,86</b>	<b>2,66</b>	<b>2,49</b>	<b>2,49-2,86</b>	<b>2,67</b>

***Cuadro 2.18** Resumen de los resultados de los valores de densidades, pesos específicos, humedades y coeficiente de absorción en los taludes de esquistos inventariados. Se muestran los valores de aparente, seca, partículas sólidas. Se muestran la media de los resultados y el intervalo en el que se encuentran.*

Conocer los valores detallados de estos parámetros físicos que hemos obtenido en la zona de esquistos analizada, es esencial para poder llevar a cabo con éxito el estudio de estabilidad de taludes que se desarrollará en el siguiente capítulo.

### 3 MODELOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

#### 3.1 Introducción

Los fenómenos de inestabilidad de laderas han sucedido en el planeta a lo largo del tiempo, teniendo en muchos de los casos consecuencias catastróficas, tanto desde un punto de vista económico, como de pérdida de vidas humanas.

Los movimientos en masa de terreno constituyen uno de los fenómenos potenciales geológicos más importantes a tener en cuenta en las construcciones y edificaciones en ladera. Puede haber varios factores que suelen inducir un deslizamiento de una masa de terreno en un talud:

- Movimientos sísmicos.
- Sobrecargas de la cabecera del deslizamiento.
- Aumento de precipitaciones medias anuales y sucesos extremos: Lluvias torrenciales e inundaciones.

Es muy importante para analizar este fenómeno el tener una caracterización de las propiedades mecánicas de los terrenos y sus discontinuidades en los taludes, propiedades que se han estudiado en el capítulo II del presente trabajo para un tipo de suelo concreto, en este caso el esquisto.

Los problemas de inestabilidad de laderas han ocurrido en los cinco continentes, siendo en América del Sur y Asia donde han tenido una mayor repercusión. En España también ha habido problemas de deslizamientos, específicamente en la zona de Marbella, objeto del presente trabajo; hay otros ejemplos a mencionar como son los casos de Granada, Almería y Cataluña (Corominas, 1993).

Los fenómenos de inestabilidad en el área de estudio surgen como consecuencia de un incremento importante de las precipitaciones de lluvia, en particular en la media anual registrada por la Agencia Andaluza del Agua en su estación meteorológica “Depuradora de Marbella”; en nuestro caso se superó la media anual en más del 200% en el periodo hidrológico 2009-10.

Esta problemática de geodinámica inducida por el agua de lluvia, ha hecho que diversos autores en varias zonas del mundo estén realizando estudios para predecir y prevenir dentro de lo posible la inestabilidad de taludes y el riesgo geológico (Ferrer, 1995), e introducir medidas correctoras dentro de lo posible.

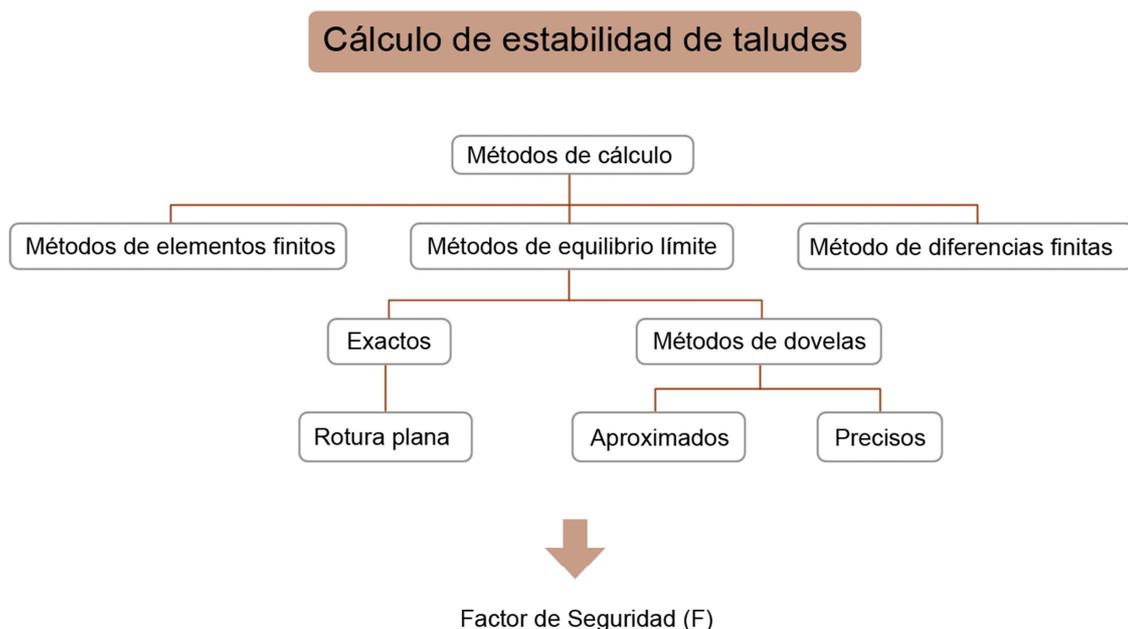
Todo deslizamiento de ladera viene como consecuencia de una variación en las condiciones de equilibrio límite inicial del mismo (Terzaghi y Peck, 1967). Este cambio de condiciones de estabilidad puede ser debido a dos factores fundamentalmente; uno, la propia geomorfología del propio macizo rocoso (discontinuidades, meteorización o propiedades resistencias bajas), en tal

caso se denominan condiciones de inestabilidad intrínsecas; el otro es el asociado a condiciones o agentes externos (pluviometría, sismología o sobrecargas en la cabecera del talud), en este caso se clasifican como condiciones de inestabilidad extrínsecas.

En general son las condiciones extrínsecas las que suelen cambiar las condiciones de equilibrio con más frecuencia (Cho y Lee, 2001). En este trabajo se analizan sobre todos esos agentes externos posibles, el efecto de la infiltración de agua de lluvia en los taludes, como factor desencadenante de inestabilidades en laderas.

Para cualquier cálculo de estabilidad que se quiera realizar sobre una ladera, los parámetros requeridos para el análisis incluyen el tipo del suelo, ángulo de rozamiento interno, cohesión del suelo, geometría del talud, y la hipótesis adoptada (talud drenado o no-drenado). Por lo tanto, la exactitud en la predicción de la pérdida de estabilidad de una ladera depende en gran medida de la valoración apropiada de los parámetros del suelo, de las condiciones hidrogeológicas y de las condiciones geométricas (Duncan, 1996).

En la ilustración 3.1, se indican los diferentes métodos de cálculo de estabilidad de taludes. Estos métodos proporcionan el denominado factor de seguridad del talud, que se define como la relación entre las fuerzas que resisten y las que promueven el deslizamiento del talud (Sharma, 1996). Se pueden clasificar los métodos de cálculo de estabilidad en tres grandes bloques, los de equilibrio límite, los métodos basados en el uso de métodos de elementos finitos y los de diferencias finitas. Pasamos a continuación a definir el factor de seguridad y a describir con más profundidad los diversos métodos de cálculo de dicho factor.



*Ilustración 3.1* Esquema de los métodos usados en el cálculo de estabilidad de taludes.

## 3.2 Factor de seguridad

Se define el factor de seguridad  $F$  (Ayala y Andreu, 1984), como el valor que cuantifica la diferencia entre las condiciones reales que presenta el talud, y las condiciones que llevan a su rotura. Este parámetro es el coeficiente mínimo de todos los coeficientes de seguridad asociados a todas las curvas de deslizamiento posibles en la sección del talud estudiado. El factor de seguridad se determina como el cociente entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento, y las que inducen al deslizamiento (Shutton, 1989), conforme a la ecuación (3.1).

$$F = \frac{\sum(\text{Fuerzas que se oponen al deslizamiento})}{\sum(\text{Fuerzas que inducen el deslizamiento})} \quad (3.1)$$

Según la ecuación (3.1) el factor de seguridad de un talud ( $F$ ) puede ser:

$$F < 1 \text{ (Inestable)}$$

$$F > 1 \text{ (Estable)}$$

El factor de seguridad  $F$  es posible también definirlo como el cociente entre la resistencia al corte teniendo en cuenta el valor de la cohesión y el ángulo de rozamiento del talud actual, entre la tensión de corte con los valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno del talud requerido para mantener el talud estable, ecuación (3.2).

$$F = \frac{\text{Resistencia al corte en la curva de rotura } (\tau)}{\text{Tensión que induce el corte en la curva de rotura } (\tau_{mb})} \quad (3.2)$$

Cuando el valor del factor de seguridad es inferior a la unidad, se produce el movimiento según la curva de rotura de la ladera, si se da el caso que para distintas curvas de rotura, el valor del factor de seguridad es menor que 1, el movimiento se producirá en el plano de todas ellas.

Un factor de seguridad  $F = 1$ , es el valor mínimo para calcular el ángulo máximo que puede tener un talud para ser estable. Hay autores que sugieren que, para tener un margen de seguridad mayor, el ángulo de un talud tendría que venir definido por un valor del factor de seguridad superior a la unidad, para tener en cuenta factores exógenos a la propia naturaleza del talud.

Hay quien sugiere como valor de cálculo de estabilidad en un talud, un factor de seguridad  $F \geq 1,30$  (Jiménez, De Justo y Serrano, 1981) para considerarlo estable, si bien estos valores de  $F$  son los que se utilizan en obras de edificación e infraestructuras.

### 3.3 Métodos de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite se pueden dividir en los exactos y los de la dovelas (Ayala y Andreu, 1984). En los métodos que utilizan las dovelas, el talud se divide en varias rebanadas y el factor de seguridad se obtiene al resolver las ecuaciones de equilibrio estático entre cada una de ellas. Cada uno de los métodos de equilibrio límite se denomina con el nombre del autor que lo ha desarrollado. En nuestro caso el método que se va a utilizar en el presente trabajo es el método de Spencer (Spencer, 1967), que dentro de los métodos de equilibrio límite es el más riguroso, pues a diferencia de los demás métodos de dovelas, impone un equilibrio no sólo de fuerzas, sino también de momentos sobre las superficie de rotura.

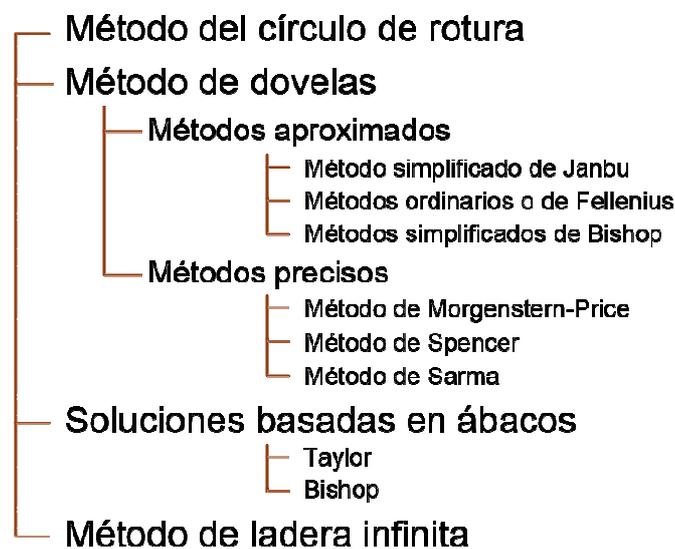
Los métodos más recientes de cálculo de la estabilidad de taludes hacen uso de elementos finitos (EDM) o diferencias finitas (FDM) para la discretización espacial del problema. Por ejemplo, mediante un método numérico (Dawson, Roth y Drescher, 1999), basado en los elementos finitos (Varona y Ferrer, 1998), se ha calculado la resistencia al corte de un talud y posteriormente se ha comparado con los resultados obtenidos al utilizar un método de equilibrio límite, poniéndose de manifiesto la exactitud del modelo. Existen además aplicaciones informáticas comerciales de elementos y diferencia finitas que se utilizan para la estabilidad de los taludes, siendo las más conocidos en el mercado el programa de diferencias finitas FLAC, o los de elementos finitos como el PLAXIS o el Z-SOIL (Zimmermann, 2003).

El problema de este tipo de métodos es que son mucho más lentos en el cálculo y requieren una información espacial mucho más detallada que los métodos de equilibrio límite, es por eso por lo que se utilizan prácticamente solo en investigación, para problemas complejos tridimensionales, siendo su uso mucho más restringido en el mundo ingenieril. En la sección 3.5 del presente trabajo se ha desarrollado un programa informático numérico que permite el cálculo del factor de seguridad en taludes de pendiente variable suponiendo una rotura circular del talud mediante el método de Spencer.

Puesto que la superficie más probable de rotura del talud es la que tiene un factor de seguridad más bajo, se ha desarrollado un algoritmo adicional que busca de forma automática dicha curva minimizando para ello el factor de seguridad. Se aplicará dicho método para el estudio de estabilidad de un talud real en la zona de Marbella; igualmente en la sección 3.6 se describe la técnica de cálculo del factor de seguridad para roturas planas en un talud infinito que se usará en el capítulo siguiente para calcular los mapas de peligrosidad al deslizamiento. Pero antes de describir dichos métodos pasamos en la sección siguiente a describir con más detalle los métodos de equilibrio límite.

Los métodos de equilibrio límite para el cálculo de estabilidad de taludes son los más utilizados en la práctica común (Jiménez, De Justo y Serrano, 1981) debido a su sencillez, y porque el valor del coeficiente de seguridad obtenido no dista del valor real. En estos métodos se establece que la rotura del terreno en sección, se produce a través de una línea imaginaria que representa la superficie de rotura del talud. De esta forma, se interpreta que la masa de terreno por encima de dicha línea se desplaza respecto la masa inferior, produciéndose, así, la rotura del terreno y en definitiva el deslizamiento. Los métodos para el análisis de estabilidad, frente a la rotura global de una ladera, según como se estudie la masa desplazada, se clasifican en tres tipos: análisis de roturas planas en taludes infinitos, método de la masa total y por último, método de las rebanadas.

### Métodos de análisis



*Ilustración 3.2* Métodos de análisis de estabilidad de taludes, para obtener el coeficiente de seguridad de los mismos.

Los métodos de equilibrio límite de las dovelas o rebanadas pueden clasificarse en dos grupos:

- **Métodos aproximados:** No cumplen todas las ecuaciones de la estática (Alonso, 1989). Se pueden citar por ejemplo los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.
- **Métodos precisos o completos:** Cumplen todas las ecuaciones de la estática (Alonso, 1989). Los más conocidos y utilizados son los de Morgenstern-Price, **Spencer** y Bishop.

Para la aplicación de un método del equilibrio límite, se requieren las siguientes fases de cálculo (Alonso, 1989):

- Determinar un mecanismo de rotura cinemáticamente admisible. Generalmente se consideran para la superficie de deslizamiento formas geométricas sencillas, como rectas, circunferencias o espirales logarítmicas.
- A partir de la condición de equilibrio, se establecen relaciones entre las fuerzas presentes en el problema. Se distingue entre las fuerzas que inducen al desequilibrio (peso, cargas externas...) y las fuerzas internas resistentes de equilibrio.

Las ecuaciones que ha de satisfacer el problema de equilibrio son:

1. Equilibrio de fuerzas, tanto verticales como horizontales.
2. Equilibrio de momentos, respecto a un punto arbitrario.
3. Se analiza la estabilidad del conjunto, a partir del concepto de factor de seguridad.
4. Mediante un cálculo repetitivo se halla el menor valor del factor de seguridad posible, que va asociado a la superficie de deslizamiento más desfavorable.

### 3.3.1 Cálculo del factor de seguridad

El científico Fellenius (Fellenius, 1927) fue el primero en definir el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real del talud, dependiendo de la composición del material del talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la rotura del mismo, a lo largo de una superficie supuesta de posible deslizamiento, conforme a la ecuación 3.3.

$$F = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al cortante}} \quad (3.3)$$

Como dijimos con anterioridad, para valores de factor de seguridad inferior a la unidad, el movimiento a lo largo de la superficie de deslizamiento se produce. Si se da el caso de que para distintas curvas, el valor del factor de seguridad es menor que la unidad, el deslizamiento que se produciría sería multicapa, al ser posible este en todas estas curvas. Es importante tener un método de evaluación rápido de la curva de rotura (Li y White, 1987). El esfuerzo cortante del suelo depende del rozamiento propio entre las partículas que componen el propio suelo y de la cohesión debida a la adhesión entre las partículas. Estas dos componentes se encuentran vinculadas mediante la Ley de Coulomb, conforme a la ecuación (3.4), de resistencia al esfuerzo cortante (Shutton, 1989).

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (3.4)$$

$$\sigma = \frac{\text{Peso del suelo situado sobre el plano}}{\text{superficie del plano}} \quad (3.5)$$

En condiciones de equilibrio, es decir cuando no hay flujo de agua a través del suelo, la presión vertical total  $\sigma$ , sobre el plano de deslizamiento es la suma de las componentes de la ecuación 3.6.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3.6)$$

En donde:

$\tau_f$	Esfuerzo cortante-resistencia al corte, (N/m <sup>2</sup> )
$c$	Cohesión, (N/m <sup>2</sup> )
$\sigma$	Tensión normal total sobre el plano de corte, (N/m <sup>2</sup> )
$\phi$	Ángulo de rozamiento interno del suelo, (-)
$\sigma'$	Presión efectiva, (N/m <sup>2</sup> )
$u$	Resultante de presiones intersticiales que actúan en el plano de deslizamiento, (N/m <sup>2</sup> )

**Cuadro 3.1.** Descripción de las variables usadas en el cálculo del esfuerzo cortante

Hay que tener en cuenta que cuando nos encontramos en el nivel freático el parámetro de presiones intersticiales  $u = 0$ , por eso también se le denomina a esta presión neutra; por encima de este nivel freático, el suelo puede estar parcialmente saturado, estando el agua retenida en los poros del suelo debido a la tensión superficial entre las partículas del mismo; este efecto se traduce en un aumento de la presión efectiva debido a la masa de agua retenida en suspensión, cualquier cambio que se produce en la presión efectiva tiene su repercusión en las propiedades mecánicas del suelo y en concreto en las de corte. Además de estos elementos intrínsecos del terreno, están los factores externos antes comentados.

Uno de los agentes más importante en el desencadenante de inestabilidad de laderas es la infiltración de agua (Bohne et al., 1993), de ahí la importancia de la presión intersticial y presión de poros  $u$  en los taludes, producida por la presencia de agua infiltrada en el terreno; su influencia se hace patente en la disminución de las fuerzas estabilizadoras en los cálculos de estabilidad de taludes. Cualquier cambio en las condiciones de equilibrio tendrá como consecuencia la circulación del agua a través del suelo y alterará los valores de las presiones efectivas e intersticiales del suelo en los taludes. En el caso de la infiltración, la circulación se producirá en sentido descendente vertical. El efecto de la presión de filtración en una masa de suelo permeable es el siguiente: se altera la presión efectiva debido a que se ejerce una fuerza de rozamiento sobre las partículas sólidas; esto produce una pérdida de carga gradual, al aumentar la presión de filtración; es decir la densidad saturada por la altura de saturación ( $\gamma_w h$ ), esto hace que la presión

efectiva disminuya hasta un estado crítico en el que  $\sigma' = 0$  (Shutton, 1989); esta circunstancia hace que el suelo se vuelva inestable, como aproximación cuando tenemos presión intersticial en el talud, tendríamos (Ortuño, 2003):

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (3.7)$$

### 3.3.2 Métodos de análisis de estabilidad de taludes en equilibrio límite

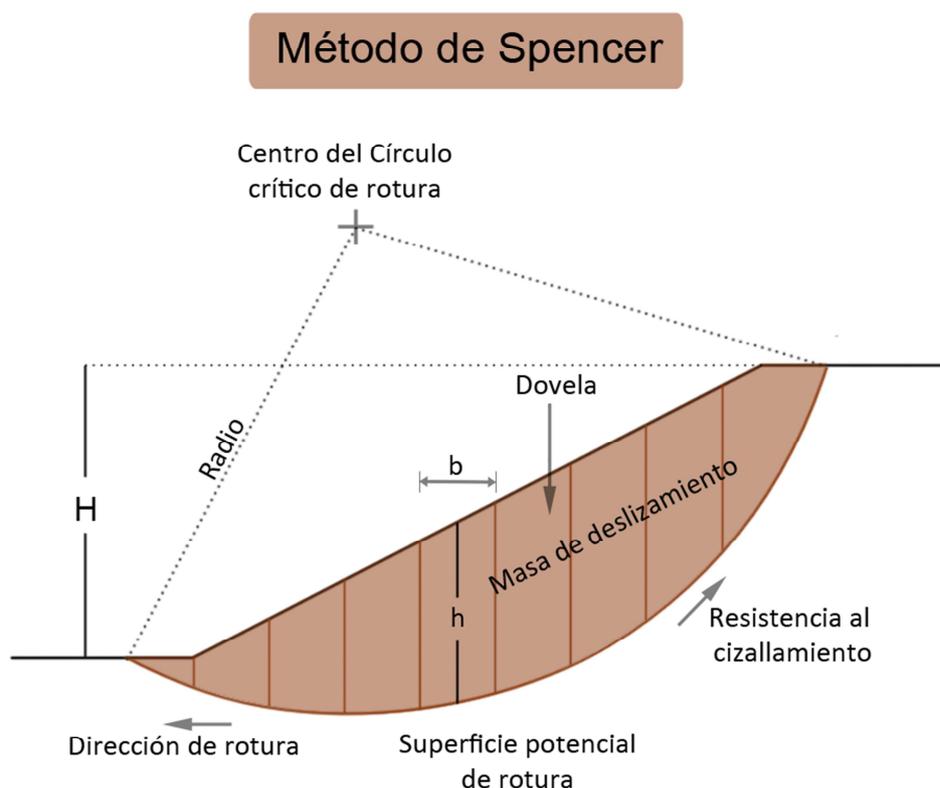
A continuación se ha confeccionado el cuadro 3.2., como resumen de los diferentes métodos de equilibrio límite más utilizados en base a su hipótesis de equilibrio en el cálculo y superficie de deslizamiento, donde se resalta el método (Spencer, 1967), que es el elegido en la presente tesis para obtener los valores del factor de seguridad en estabilidad de taludes.

MÉTODO	SUPERFICIE DESLIZAMIENTO	EQUILIBRIO	HIPÓTESIS
Ordinario o Fellenius (Fellenius, 1927) (Fellenius, 1936)	Circulares	De fuerzas	Método muy utilizado por su simplicidad: se desprecian las fuerzas horizontales. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad suelen ser bajos.
Bishop simplificado (Bishop, 1955)	Circulares	De momentos	La solución es sobredeterminada ya que no se establecen todas las condiciones de equilibrio entre dovelas, se desprecia la fuerza cortante entre dovelas.
Janbu simplificado (Janbu, 1968)	Cualquier forma de superficie	De fuerzas	Desprecia la fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada, al no satisfacerse completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbu utiliza un factor de corrección $F_0$ para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad suelen ser bajos.
<b>Spencer (Spencer, 1967)</b>	<b>Cualquier forma de superficie</b>	<b>Momentos y fuerzas</b>	<b>En este método se supone que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada rebanada-dovela. Se satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre dovelas tiene una inclinación constante. Tiene en cuenta la presión de poros <math>u</math> para modelar la infiltración de agua en el suelo del talud.</b>
Morgenstern y Price (Morgenstern y Price, 1965)	Cualquier forma de superficie	Momentos y fuerzas	El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se supone variable de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (Sarma, 1973)	Cualquier forma de superficie	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de coeficiente sísmico nulo. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.

**Cuadro 3.2** Análisis de los métodos de equilibrio límite más utilizados, con sus parámetros determinantes y sus condiciones de equilibrio en función del tipo de elemento considerado y la superficie de rotura.

### 3.4 Estabilidad de taludes basado en el método de Spencer. Aplicación al estudio de estabilidad de un talud real.

En el cuadro 3.2 se muestra un resumen en el que se recogen los diferentes métodos de cálculo en equilibrio límite, el utilizado en este trabajo (Spencer, 1967) es uno de los más exactos, donde se resuelven las ecuaciones de equilibrio, tanto de fuerzas como de momentos, de ahí su precisión en los cálculos. Este método no solo se limita a la superficie de rotura del talud como una figura circular, puede tener cualquier tipo de figura, lo que tiene una ventaja con respecto a otros métodos.



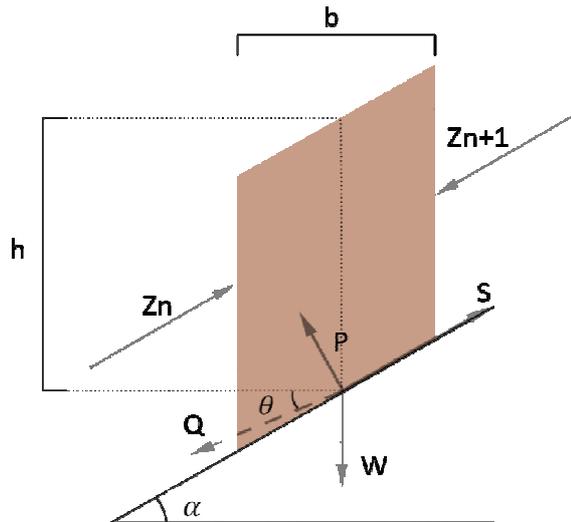
*Ilustración 3.3* Diagrama esquemático del método de cálculo de equilibrio para cuantificar el factor de seguridad, mediante el método de equilibrio límite de Spencer.

#### 3.4.1 Descripción del método

En este trabajo nos vamos a centrar en su aplicación a superficies circulares mediante la obtención del centro de círculo de rotura crítico, que no es otro que la superficie de rotura del talud con un factor de seguridad mínimo, este límite es aquel a partir del cual empezaría el desplazamiento de la superficie de rotura del talud conforme a la ilustración 3.6.

En este método se divide la masa de deslizamiento en diferentes dovelas que pasan a considerarse como un sólido rígido y se imponen unas condiciones de equilibrio para cada dovela extraída, conforme a las ilustraciones 3.3 y 3.4.

### Fuerzas actuantes en dovela



**Ilustración 3.4** Representación de las fuerzas actuantes en una dovela mediante el método de equilibrio límite (Spencer, 1967).  $W$  cargas verticales externas,  $Z_n$  y  $Z_{n+1}$  son las fuerzas actuantes a izquierda y a la derecha de la dovela respectivamente, con sus componentes horizontales y verticales;  $P$  y  $S$  son las fuerzas normal y tangencial en la base de la dovela.

Como ya se ha manifestado, en este método se supone que las fuerzas entre dovelas, tienen una inclinación constante ( $\theta$ ) a lo largo de toda la recta, conforme a la ilustración 3.4 y a las ecuaciones que más adelante se exponen donde:

$Z_n$	Fuerzas entre dovelas a izquierda, (N)
$Z_n + 1$	Fuerzas horizontales a la izquierda, (N)
$Q$	Resultante del par de fuerzas entre dovelas, (N)
$\theta$	Ángulo de la resultante ( $Q$ ), (-)
$\alpha$	Ángulo de la base de la dovela, (-)
$H$	Altura del talud, (m)
$h$	Altura media de la dovela, (m)
$b$	Anchura de la dovela, (m)
$P$	Fuerza normal en la base de la dovela, (N/cm <sup>2</sup> )
$W$	Cargas verticales externas, (N)
$F$	Factor de seguridad, (-)
$\gamma$	Peso específico, (N/m <sup>3</sup> )
$c'$	Cohesión, (N/m <sup>2</sup> )
$u$	Presión intersticial en la superficie de rotura, (N/m <sup>2</sup> )
$r_u$	Coefficiente de presión intersticial, (N/m <sup>2</sup> )
$\phi'$	Ángulo de rozamiento interno efectivo, (-)
$S$	Fuerza de corte total, (N)

**Cuadro 3.3.** Descripción de las variables usadas en el cálculo del Factor de Seguridad ( $F$ ).

Por otra parte en este método (Spencer, 1967), se acude a dos estados de equilibrio: el equilibrio global de momentos y el de fuerzas; de manera que se obtienen dos valores del factor de seguridad F, el de equilibrio de fuerzas ( $F_f$ ) y el de momentos ( $F_m$ ).

Con este procedimiento (Spencer, 1967), se puede encontrar un valor de  $\theta$  tal, que ambos factores de seguridad coincidan, para que tengamos un único factor de seguridad global, dicho esto se tiene en cuenta que las fuerzas resultantes entre las dovelas Z son paralelas conforme a la ilustración 3.4, es decir que tienen el mismo ángulo de inclinación.

Los parámetros determinantes del análisis de estabilidad en este procedimiento son: el factor u, que es la presión intersticial (presión de poro) en la base de la superficie de rotura; b que es la longitud de la base de la rebanada; los parámetros  $c'$  y  $\phi'$  son la cohesión y el ángulo de rozamiento interno efectivo respectivamente.

Este método de análisis de estabilidad que se describe, se va a utilizar para la determinación del factor de seguridad de una ladera, con la identificación de la posición del círculo de deslizamiento crítico.

Como ya se ha descrito, las tres fuerzas actuantes en cada dovela son convergentes según ilustración 3.4, en este caso se satisfacen las dos condiciones de equilibrio. En cualquier caso se obtiene la siguiente expresión para obtener el factor de seguridad del talud:

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [c' b \sec \alpha + \tan \phi' (W \cos \alpha - ub \sec \alpha)] \quad (3.8)$$

El valor del factor de seguridad F viene determinado por la ecuación (3.8); este factor de seguridad es menor que el que se obtiene cuando se realiza la resolución de la ecuación de equilibrio únicamente con el efecto de las fuerzas entre dovelas.

Volviendo a la consideración de las fuerzas entre dovelas, estas fuerzas en una resolución totalmente rigurosa se pueden separar en dos componentes que tendrán como reacción la fuerza P en la superficie de rotura. Una de estas componentes se derivaría de la presión efectiva y la otra de la presión intersticial. En este análisis, para simplificar usaremos el valor de la fuerza total.

Al resolver las fuerzas normales y paralelas en la base de la dovela de las cinco fuerzas actuantes, se obtiene Q, resultante de las fuerzas entre dovelas:

$$Q = \frac{\frac{c'b}{F} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{F} (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) [1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan(\alpha - \theta)]} \quad (3.9)$$

En esta expresión,  $u$  es la presión intersticial en la base de la dovela y el peso de la dovela viene determinado por  $W$ . Si suponemos que el suelo es uniforme y su peso específico  $\gamma$  también, el peso de una dovela de altura  $h$  y de anchura  $b$  se puede escribir.

$$W = \gamma bh \quad (3.10)$$

Además, suponiendo una distribución de la presión intersticial homogénea tal como se propone por varios autores (Bishop y Morgenstern, 1960), esta presión sobre la base de la dovela se determina por la siguiente expresión:

$$u = r_u \gamma h \quad (3.11)$$

Donde el factor  $r_u$  es el coeficiente de presión intersticial, coeficiente importante para la simulación del factor de infiltración de lluvias en los taludes. Teniendo en cuenta esta expresión el factor de presión intersticial  $r_u$  sería:

$$r_u = \frac{u}{\gamma h} \quad (3.12)$$

Teniendo en cuenta la presión intersticial descrita anteriormente, la ecuación (3.9) puede reescribirse de forma adimensional:

$$Q = \gamma H b \left[ \frac{\frac{c'}{F\gamma H} + \frac{1}{2} \frac{h}{H} \frac{\tan \phi'}{F} (1 - 2r_u + \cos 2\alpha - \frac{1}{2} \frac{h}{H} \sin 2\alpha)}{\cos \alpha \cos(\alpha - \theta) [1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan(\alpha - \theta)]} \right] \quad (3.13)$$

Ahora bien, si las fuerzas externas en el talud se encuentran en equilibrio, la suma vectorial de las fuerzas entre rebanadas debe ser cero. En otras palabras, la suma de las componentes horizontales de las fuerzas entre dovelas debe ser cero y a su vez la suma de sus componentes verticales también debe ser cero, conforme a las ecuaciones (3.14) y (3.15).

$$\sum [Q \cos \theta] = 0 \quad (3.14)$$

$$\sum [Q \sin \theta] = 0 \quad (3.15)$$

Se cumple que la suma de los momentos de las fuerzas entre dovelas alrededor del centro de rotación crítico es cero:

$$\sum [QR \cos(\alpha - \theta) = 0] \quad (3.16)$$

Y puesto que la superficie de deslizamiento se supone que es circular, el radio de la curvatura sería constante:

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta) = 0] \quad (3.17)$$

El problema de ecuaciones planteado (Spencer, 1967), se puede presentar como una resolución de equilibrio de tres ecuaciones: dos para las fuerzas (3.13, 3.14) y la otra para los momentos (3.17). Los valores de F y de  $\theta$ , son los que hay que encontrar para que se satisfagan las tres ecuaciones. Cabe señalar que si bien, para una dovela dada, el valor de  $\theta$  será el mismo en cada ecuación, sin embargo las fuerzas entre dovelas no necesariamente deben ser paralelas.

Se ha demostrado por científicos (Morgenstern y Price, 1965), que dentro de los límites, la variación del ángulo  $\theta$  puede ser muy arbitraria. También estos investigadores encontraron, sin embargo, que la repercusión en el rango de valores obtenidos para un factor de seguridad F, teniendo en cuenta diferentes ángulo  $\theta$  era mínima. El factor limite que controla la variación de  $\theta$ , es que el suelo sea capaz de soportar sólo una pequeña intensidad del esfuerzo cortante de tracción.

Dicho esto y para simplificar, si suponemos que las fuerzas entre dovelas son paralelas (es decir, que  $\theta$  es constante), las ecuaciones (3.14) y (3.15) se vuelven idénticas.

$$\sum Q = 0 \quad (3.18)$$

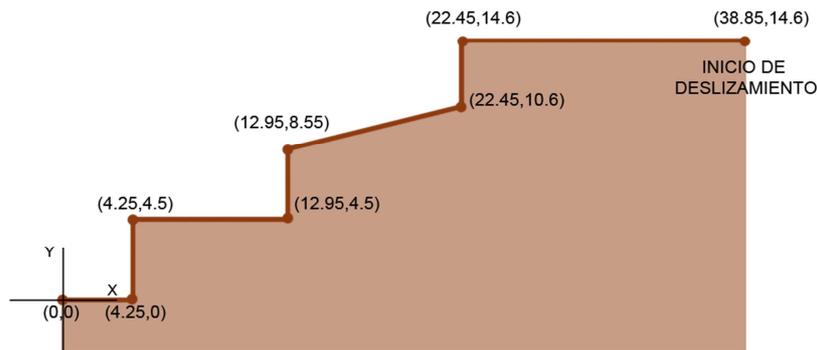
En este caso, sólo habría dos ecuaciones de equilibrio a resolver, la (3.18) y (3.17), y por tanto su resolución se simplifica considerablemente. El efecto de suponer que las fuerzas entre dovelas son paralelas, nos proporciona unos resultados óptimos para el cálculo del factor de seguridad crítico.

#### 3.4.2 Cálculo del factor de seguridad crítico, $F_{\min}$

Para obtener el factor de seguridad crítico de estabilidad de un talud, la masa susceptible a deslizar se divide en N dovelas, entre estas se producen una interacción de fuerzas y momentos, cuya resolución de las ecuaciones no lineales de estas componentes (3.18) y (3.17), nos proporciona el factor de seguridad F y el ángulo crítico  $\theta$ , dada una curva teórica de rotura.

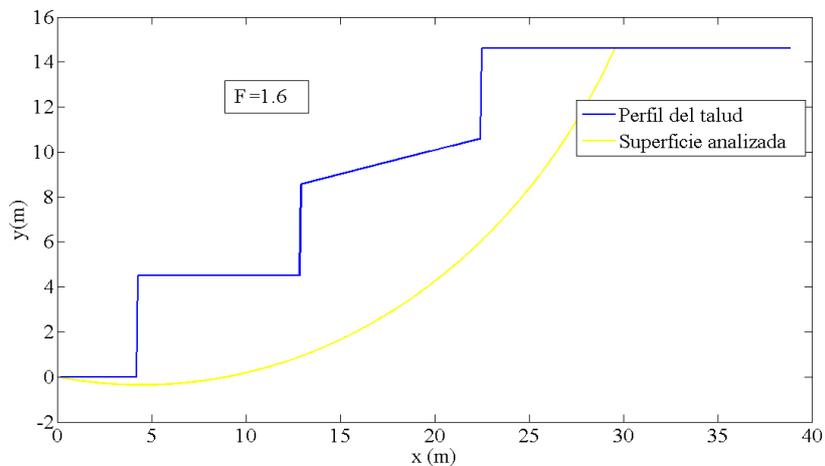
Para la resolución de este sistema no lineal de ecuaciones, en esta tesis se ha usado un código escrito mediante la función FSOLVE de MATLAB, que resuelve el sistema de ecuaciones mediante un factor de seguridad y ángulo inicial dado.

En la ilustración 3.7 se muestra el resultado de aplicar este código desarrollado en el presente trabajo a un talud irregular real, conforme a la ilustración 3.5., con un desnivel de 15,00 m y formado por un suelo uniforme con las siguientes propiedades:  $\gamma = 19500 \text{ N/m}^3$ ,  $\phi' = 22^\circ$ ,  $c' = 15000 \text{ N/m}^2$ ,  $u = 0 \text{ N/m}^2$ . Hay que destacar que éste es un talud real localizado en la zona de Marbella que sufrió un deslizamiento tipo cuchara debido a las fuertes lluvias en la zona durante el año 2009-2010. Lo primero es establecer un sistema de coordenadas 2D (x, y) con origen la base del talud: véase la ilustración 3.5.



**Ilustración 3.5.** Sección topográfica de un talud real estudiado con coordenadas referenciadas (x,y). Las unidades están en metros

Si se selecciona una posible superficie de rotura circular del talud (línea amarilla en Ilustración 3.6), con centro de coordenadas ( $x_c = 7 \text{ m}$ ,  $y_c = 14 \text{ m}$ ) y corte inferior con el talud en el punto ( $x_t = 0 \text{ m}$ ,  $y_t = 0 \text{ m}$ ), el código desarrollado proporciona un factor de seguridad  $F = 1.6$  con  $N=500$  dovelas, por lo que la curva analizada en principio sería estable.



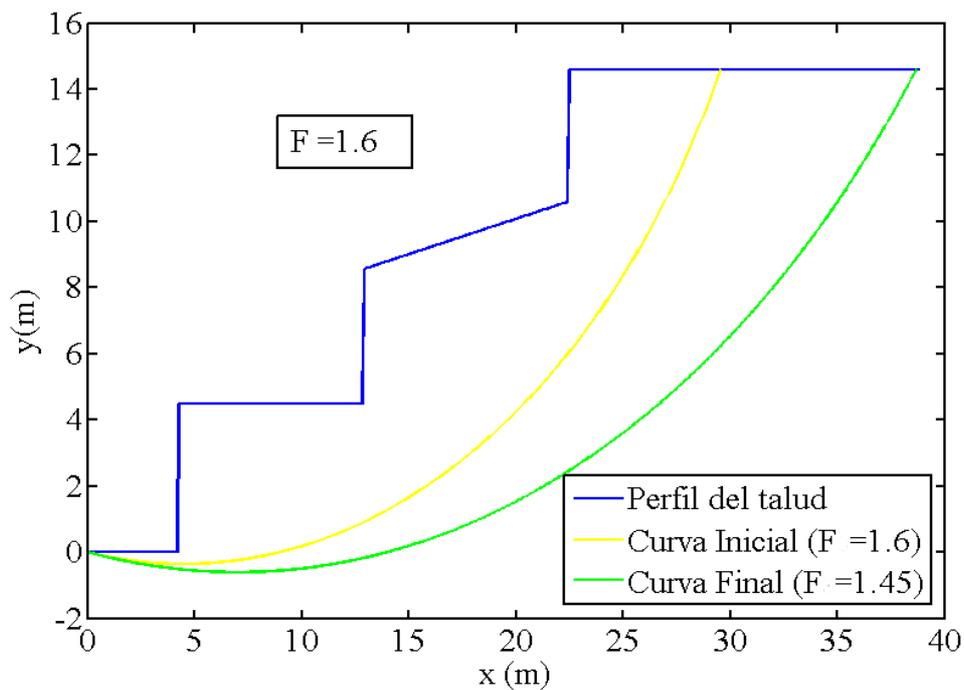
**Ilustración 3.6.** Ejemplo de aplicación del cálculo del factor de seguridad mediante el código desarrollado en la presente tesis.

Lo que habría que hacer a continuación es aplicar el método de Spencer a diferentes superficies de rotura, hasta encontrar la curva con el menor factor de Seguridad  $F$ , que sería la superficie más susceptible a sufrir un deslizamiento circular.

Para hacer esta búsqueda de forma automática, hemos implementado en esta tesis un optimizador con restricciones que minimiza el factor de seguridad  $F$  calculado con el método de equilibrio límite de Spencer descrito anteriormente y sujeto a restricciones sobre el punto inferior de corte con el talud  $(0, y_t)$ , así como sobre la posición del centro de giro de la curva crítica  $(x_c, y_c)$ .

Dada una curva inicial de rotura que se caracteriza mediante el punto  $\mathbf{x} = (x_c, y_c, y_t)$ , se traza el círculo que pasa por los puntos  $(0, y_t)$  y  $(x_c, y_c)$ , se interseca con el talud y se discretiza en dovelas la región resultante para obtener su factor de seguridad.

La función `FMINCON` de `MATLAB` permite obtener el punto crítico  $(x_c^*, y_c^*, y_t^*)$ , que caracteriza la posible curva de rotura para la cual el factor de seguridad es mínimo  $F_{\min} = F$ .



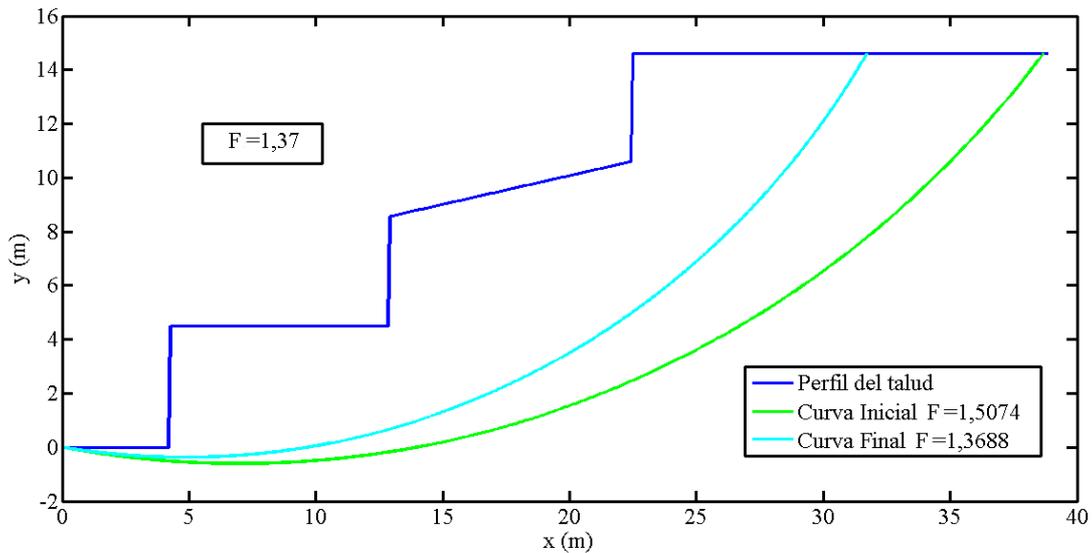
**Ilustración 3.7.** Resultado de análisis de estabilidad de un talud con un suelo homogéneo monocapa, mediante el optimizador.

La ilustración 3.7. muestra la aplicación de nuestro método al mismo talud de la ilustración 3.6., en este caso, comenzando desde la misma curva inicial punto  $\mathbf{x}=(7,14,0)$  con restricciones  $y_t = 0\text{m}$   $2\text{ m} < x_c < 8\text{ m}$  y  $16\text{ m} < y_c < 40\text{ m}$ , el programa proporciona  $\mathbf{x}^* = (4.4910, 28.1091, 0)$  con un factor de seguridad  $F = F_{\min}=1.45$ .

El código desarrollado lo hemos adaptado para poder usarlo en suelos con diferentes capas verticales de materiales. Teniendo en cuenta los mismos valores de partida en cuanto a morfología del talud, en la ilustración 3.8. se muestran resultados para dos capas de suelo diferentes, donde se cambia el ángulo de rozamiento interno  $\phi'$  en una de las capas con las siguientes propiedades:

**CAPA I.**  $\gamma = 19500 \text{ N/m}^3$ ,  $\phi' = 20^\circ$ ,  $c' = 19500 \text{ N/m}^2$ ,  $r_u = 0 \text{ N/m}^2$ .

**CAPA II.**  $\gamma = 19500 \text{ N/m}^3$ ,  $\phi' = 20,23^\circ$ ,  $c' = 195000 \text{ N/m}^2$ ,  $r_u = 0 \text{ N/m}^2$

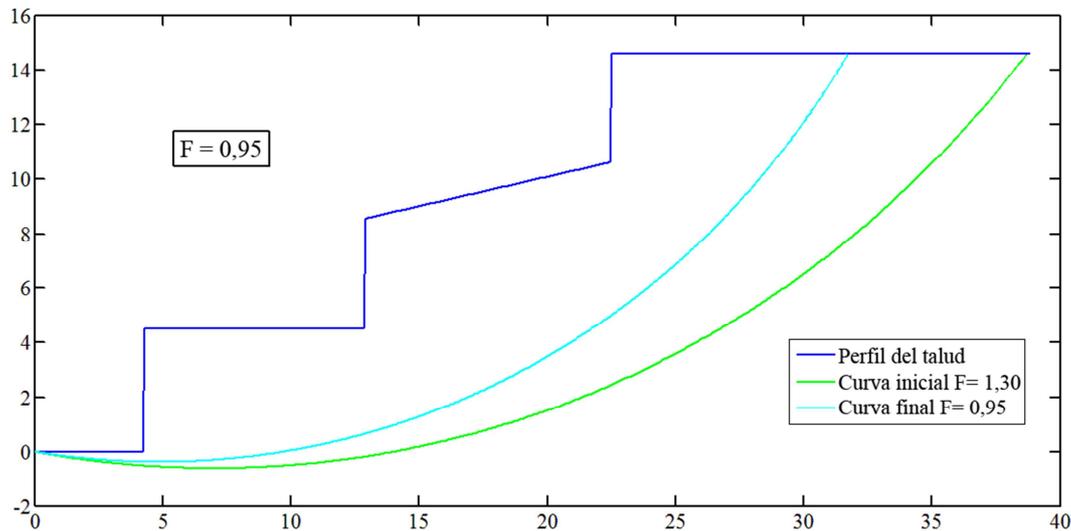


**Ilustración 3.8.** Resultado de análisis de estabilidad del talud con un suelo bicapa, mediante el optimizador desarrollado.

Se ha supuesto que la capa I llega hasta una altura de 14 metros medidos desde la base del talud. En este caso, comenzando desde el mismo punto inicial  $\mathbf{x} = (7, 14, 0)$  con las mismas restricciones, nuestro programa proporciona  $\mathbf{x}^* = (0, 4,8508, 31,2122)$  con  $(F) = F_{\min} = 1,37$  (ver Ilustración 3.8). Podemos observar cómo el cambio del ángulo de rozamiento interno produce una reducción en el factor de seguridad mínimo de  $F = F_{\min} = 1,60$  a  $F = F_{\min} = 1,37$ .

En todos los cálculos anteriores se han realizado para un talud seco, con una presión intersticial permanente en la base de la dovela de  $r_u = 0$ . Pasemos a continuación a estudiar la influencia de este parámetro en la estabilidad del talud considerado. Se ha introducido en este caso en la base de la dovela una  $r_u = 0,50$ , para la capa de suelo I, y  $r_u = 0,25$  en la capa de suelo II, para tener en cuenta una infiltración de agua conforme a lo sucedido en la zona de estudio (tormentas del año hidrológico 2009-10). Al aumentar  $r_u$ , disminuye la cohesión de la masa de suelo que compone el talud, repercutiendo directamente en la reducción del factor de seguridad del mismo.

El resultado con los cálculos obtenidos en el ejemplo, es que en el talud en su estado seco nos da un valor de  $F = F_{\min} = 1,37$ ; pero cuando aplicamos en el código el factor de infiltración y la presión intersticial  $r_u$ , se reduce considerablemente el factor de seguridad, llegándose a un  $F = F_{\min} = 0,95$ , es decir el coeficiente de la seguridad estaría incluso por debajo de la unidad, lo que lo haría inestable. Así se expresa en la ilustración 3.9.



**Ilustración 3.9.** Resultado de análisis de estabilidad del talud con aplicación del factor de presión intersticial  $r_u$  e infiltración.

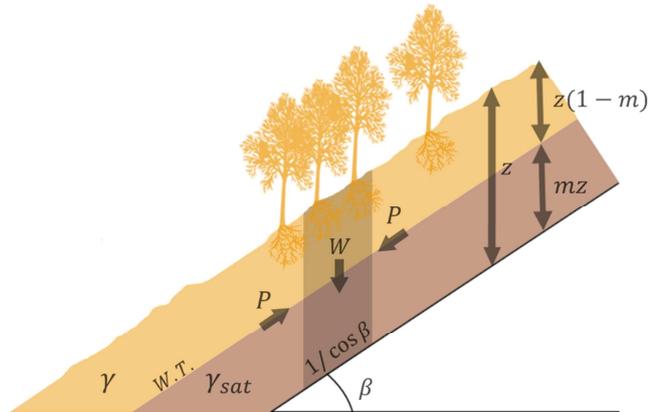
A la vista de las comprobaciones efectuadas, en estos casos, el factor de infiltración de agua de lluvia puede ser necesario para predecir las inestabilidades en los taludes en el futuro. Si este factor de infiltración es lo suficientemente pequeño, teniendo en cuenta los coeficientes de seguridad, el diseño aún puede ser adecuado, pero en el caso de estudio contemplado se evidencia la falta de rigor de los cálculos que no incorporen este parámetro.

### 3.5 Modelo de estabilidad de laderas con deslizamiento paralelo a su superficie. Método de ladera infinita.

El método de ladera infinita (Shutton, 1989), se utiliza para el cálculo de estabilidad en deslizamientos réptales paralelos a la superficie de rotura, en el caso que nos ocupa se estiman en el área de estudio potencias susceptibles de deslizamientos entorno a los tres metros. Este método de cálculo de estabilidad de ladera (Shutton, 1989), es muy sencillo y útil cuando se pretende analizar grandes extensiones del territorio, debido a la dificultad que supondría analizar con respecto a la estabilidad, talud a talud todo el área de análisis mediante un método clásico de equilibrio límite (Spencer, 1967). En el presente trabajo se analizan las pendientes de las laderas con suelos de meteorización de rocas, particularmente coluviales del esquisto. Se trata de un

método aproximado, muy interesante para determinar en un primer vistazo en los mapas de peligrosidad, las zonas susceptibles de deslizamiento.

Modelo de estabilidad de laderas infinitas



**Ilustración 3.10.** Modelo de estabilidad de laderas infinitas, basado en la teoría de Hammond (1992).

La ecuación utilizada para el modelo infinito del talud (Hammond et al., 1992), viene representada en la ilustración (3.10), donde se tienen en cuenta la contribución de las raíces de las plantas en la estabilidad de la ladera, de donde obtenemos la ecuación (3.17).

$$F = \frac{C_r + C'_s + \cos^2(\alpha)[q_0 + \gamma(D - D_w) + (\gamma_{sat} - \gamma)D_w] \tan(\phi')}{\sin(\alpha) \cos(\alpha)[q_0 + \gamma(D - D_w) + \gamma_{sat}D_w]} \quad (3.19)$$

En donde:

<b>F</b>	Factor de Seguridad, (-)
<b>α</b>	Ángulo de inclinación, (-)
<b>D</b>	Altura del plano de deslizamiento, (m)
<b>D<sub>w</sub></b>	Espesor de capa de suelo saturado (coluvial esquistoso), (m)
<b>C'<sub>r</sub></b>	Resistencia del terreno por las raíces de árboles, (N/m <sup>2</sup> )
<b>q<sub>0</sub></b>	Sobrecarga de árbol, (N/m <sup>2</sup> )
<b>C'<sub>s</sub></b>	Cohesión del suelo, (N/m <sup>2</sup> )
<b>φ'</b>	Ángulo de rozamiento interno efectivo, (-)
<b>γ</b>	Peso específico aparente del suelo, (N/m <sup>3</sup> )
<b>γ<sub>sat</sub></b>	Peso específico saturado del suelo, (N/m <sup>3</sup> )
<b>γ<sub>w</sub></b>	Peso unitario del agua, (N/m <sup>3</sup> )

**Cuadro 3.4.** Descripción de las variables usadas en el cálculo del Modelo de ladera infinita.

La vegetación y sus raíces presentes en el talud constituye un índice indirecto de su estabilidad, la presencia de árboles disminuye la acción de erosión de la intemperie y protege el talud, aumentando su resistencia al esfuerzo cortante. Por el contrario la existencia de construcciones y edificaciones en taludes aumentan el riesgo de inestabilidad del talud debido entre otras cosas al aumento adicional de carga sobre él.

Si tenemos los datos del terreno mediante ensayo de laboratorio, podemos optar para este tipo de deslizamiento superficial paralelo a la pendiente, por un análisis de tensiones efectivas en la estabilidad del talud conforme a la ecuación 3.17.

Hay simplificaciones de la anterior ecuación, donde el factor de seguridad viene en función de la cohesión y el ángulo de rozamiento interno (Shutton, 1989), dada por la ecuación [3.18].

$$F = \frac{c' + z(\gamma - m\gamma_w) \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} \quad (3.20)$$

En donde:

<b>F</b>	Factor de Seguridad, (-)
<b>c'</b>	Cohesión efectiva, (N/m <sup>2</sup> )
<b>β</b>	Ángulo de inclinación del talud, (-)
<b>z</b>	Profundidad del plano de deslizamiento, (m)
<b>m</b>	Altura del nivel freático respecto al plano de deslizamiento, (m)
<b>φ'</b>	Ángulo de rozamiento interno efectivo, (-)
<b>γ</b>	Peso específico saturado del suelo, (N/m <sup>3</sup> )
<b>γ<sub>w</sub></b>	Peso unitario del agua, (N/m <sup>3</sup> )

**Cuadro 3.5.** Descripción de las variables usadas en el cálculo del Modelo de Shutton (1989).

Utilizaremos en el capítulo 5 el factor de seguridad dado por (3.18) para desarrollar mapas de peligrosidad en la zona bajo estudio que nos proporcionará mucha información inicial sobre el riesgo de deslizamiento, información previa para proyectos de edificación o infraestructura.

En este trabajo no se ha tenido en cuenta el factor  $C_r$  de Hammond, para introducir un sesgo desfavorable en los resultados; teniendo en cuenta que si hay un incendio forestal o tala masiva, estaríamos poniendo en peligro las predicciones iniciales de estabilidad. Esta contribución de las raíces de los árboles, en la estabilidad del talud, sería objeto de otro trabajo de investigación, para proyectos de diseño de taludes o mejoras de estabilidad en taludes, por ejemplo en carreteras e ingeniería forestal.

## 4 MODELO DE LLUVIA-INFILTRACIÓN

### 4.1 Introducción

En la presente tesis se propone un modelo numérico para simular la infiltración en suelos heterogéneos, con distribuciones iniciales de contenido de agua, sujeta a precipitaciones no constantes y bajo la condición de drenaje libre.

Se trata de un enfoque teórico conservador de masas, basado en la resolución numérica de la ecuación unidimensional (Richards, 1931), donde se divide el aporte de agua de lluvia entre la infiltración y la escorrentía superficial en el talud analizado, teniendo en cuenta que la capa superior del suelo está saturada.

Se ha validado nuestro enfoque teórico mediante la comparación de los resultados obtenidos para un suelo homogéneo bajo un régimen de lluvia constante por medio de la aplicación informática Chemflo-2000 (Nofziger y Wu, 2012).

Las diferencias entre nuestro enfoque y el modelo (Green y Ampt, 1911) y el modificado (Chu y Marino, 2005), se ha demostrado considerando la infiltración en condiciones temporales no permanentes.

Finalmente, el modelo desarrollado nos ilustra las capacidades de este modelo mediante el examen del flujo de agua y escorrentía superficial tanto para suelos homogéneos y estratificados, teniendo en cuenta una alta tasa de infiltración en el suelo.

La comprensión del movimiento del agua a través de los suelos es de gran relevancia para el uso apropiado, el manejo y la protección de nuestros recursos naturales. También tiene consecuencias prácticas en la determinación de las condiciones adecuadas para localizar y construir edificios de diferentes tipos. Las propiedades del suelo, así como sus condiciones externas iniciales, pueden afectar seriamente a la dirección y a la velocidad del movimiento del agua en su interior.

El desarrollo y la resolución de los modelos teóricos que expliquen estas propiedades tienen un impacto muy positivo en diferentes disciplinas, que van desde la ciencia del medio ambiente como a la arquitectura.

Se han propuesto numerosos modelos en las últimas décadas para describir y predecir la infiltración del agua en los suelos. Muchos de ellos se basan en un marco conceptual que nos permite elaborar diferentes modelos.

Por ejemplo, el movimiento del agua en el Modelo Green-Ampt y el modificado (Chu y Marino, 2005) se asimila al desplazamiento vertical de un pistón; el equilibrio hidráulico instantáneo se supone en el interfaz entre las capas de suelo distintos a una profundidad variable con respecto al tiempo, cuando el agua acumulada en la superficie del suelo se despreja.

Si bien estas simplificaciones nos permiten calcular analíticamente las cantidades adecuadas, que pueden dar lugar a desviaciones significativas con respecto a la realidad. El profesor Smith describe las características del proceso de infiltración general en un sistema de dos capas, incluyendo el caso de la corteza como un límite (Smith, 1990).

Los trabajos de investigación dirigidos por el profesor Corradini, han desarrollado un modelo conceptual que implica ecuaciones diferenciales ordinarias acopladas para la infiltración y la distribución del contenido de agua del suelo en un terreno de dos capas bajo cualquier régimen de lluvias, aplicable verticalmente a suelos homogéneos (Corradini, Melone y Smith, 2000). Recientemente, este modelo fue reformulado en un método más sencillo para los perfiles de suelo de dos capas con la capa superior mucho más permeable que el subsuelo (Corradini et al., 2011b), y luego se extendió a escala de campo (Corradini et al., 2011a).

Según la ecuación unidimensional (Richards, 1931) que establece la conservación de la masa líquida a través de los suelos, mediante la gravedad / el flujo impulsado por la presión. A pesar de que se basa en este principio fundamental, que incluye comúnmente varias aproximaciones significativas, su versión más sencilla es la 1D, que no tiene en cuenta el flujo en la dirección horizontal, y no incluye la fuente.

El modelo de Richards se basa en la ecuación constitutiva Darcy–Buckingham (Darcy, 1856) para el movimiento del agua en suelos no saturados. Se aplica a la predicción de roturas ocasionadas por la saturación y dilatación de los suelos, o por el flujo preferencial del agua a través de los poros dilatados en contacto con el agua libre. El modelo de Richards está ampliamente reconocido como el marco más apropiado en el proceso de infiltración en un suelo, porque describe con precisión un proceso de este tipo en muchas situaciones prácticas. De hecho, se ha utilizado con frecuencia como referencia para validar enfoques más simplificados (Gandolfi, Facchi y Maggi, 2006) y otros ejemplos (Assouline, Selker y Parlange, 2007).

Las soluciones exactas de la ecuación de Richards se limitan a las descripciones simplificadas de las propiedades hidráulicas de suelos insaturados (Basha, 2011). Las soluciones propuestas por los modelos hidráulicos más realistas recurren a aproximaciones que requieren mayor validación. Sin embargo, existe un cuerpo considerable de literatura relacionada con la búsqueda de soluciones analíticas a la ecuación de infiltración (Richards, 1931).

Aquí, sólo por citar algunos ejemplos (Parlange et al., 1999) que han representado una solución a la ecuación de Richards por un desarrollo en potencias de la profundidad de retención lineal y términos cuadráticos.

El profesor Mollerup demostró que una solución en serie de potencias puede ser aplicada para la infiltración variable en cabeza, dando una descripción más apropiada que la condición de carga constante para que ocurran situaciones de infiltración (Mollerup, 2007).

Una solución adecuada al problema de contorno de la ecuación de Richards ha sido validado por comparación con simulaciones numéricas (Zlotnik et al., 2007). Otros autores aplicaron el llamado análisis de homotopía, que es un método para resolver el modelo con soluciones exactas, suponiendo que el contenido de agua y el coeficiente de permeabilidad son funciones exponenciales de la presión manométrica, y con la difusividad constante (Ghotbi, Omidvar y Barari, 2011).

Los profesores (Huang y Wu, 2012) encontraron una solución analítica a la infiltración en 1D de agua horizontal / vertical en suelos saturados / insaturados para una precipitación dependiente del tiempo.

El uso de técnicas numéricas y aplicaciones informática le permite a uno resolver versiones más sofisticadas del modelo Richards, Chemflo-2000 (Nofziger y Wu, 2012), es un programa informático interactivo diseñado para simular el movimiento del agua y productos químicos en suelos no saturados cuando la precipitación no es constante. Para este propósito, este es un modelo basado en la presión y en la ecuación de Richards integrada con un esquema de diferencias finitas.

La Ecuación de Richards en 2D con el término drenaje libre se han resuelto numéricamente para simular la escorrentía en suelos no saturados (Bhardwaj y Kaushal, 2009). Este método numérico emplea un método de elementos finitos de Galerkin para la discretización espacial y de diferencias finitas. Este tipo de análisis se ha combinado con un enfoque de seguimiento de humectación para hacer frente a un suelo tanto insaturado y saturado (Browne et al., 2013).

Las predicciones numéricas fueron validadas posteriormente por comparación con experimentos en laboratorio.

Otro científico (Wu, 2010) ha desarrollado un método de elementos finitos para hacer frente a la ecuación de Richards. La comparación de este modelo con los experimentos de laboratorio mostró que el esquema numérico proporcionaba resultados satisfactorios en una amplia variedad de problemas, como los frentes de infiltración, en estado estacionario y transitorio.

La estabilidad del flujo de procesos de infiltración también puede ser analizada desde la simulación numérica directa del modelo de Richards (Nieber et al., 2000), en este caso la solución de flujos por gravedad se vuelve inestable porque repele el agua.

Se presenta en el presente trabajo un modelo de infiltración basado en la resolución numérica de la ecuación de Richards. El modelo es capaz de simular la infiltración en los suelos no uniformes de distribuciones de humedades iniciales arbitrarias durante precipitaciones no constantes. Al contrario de la mayoría de los códigos numéricos, nuestro modelo cambia de insaturado a la condición de encharcamiento y viceversa, así como la superficie superior en estado saturado e insaturado, respectivamente.

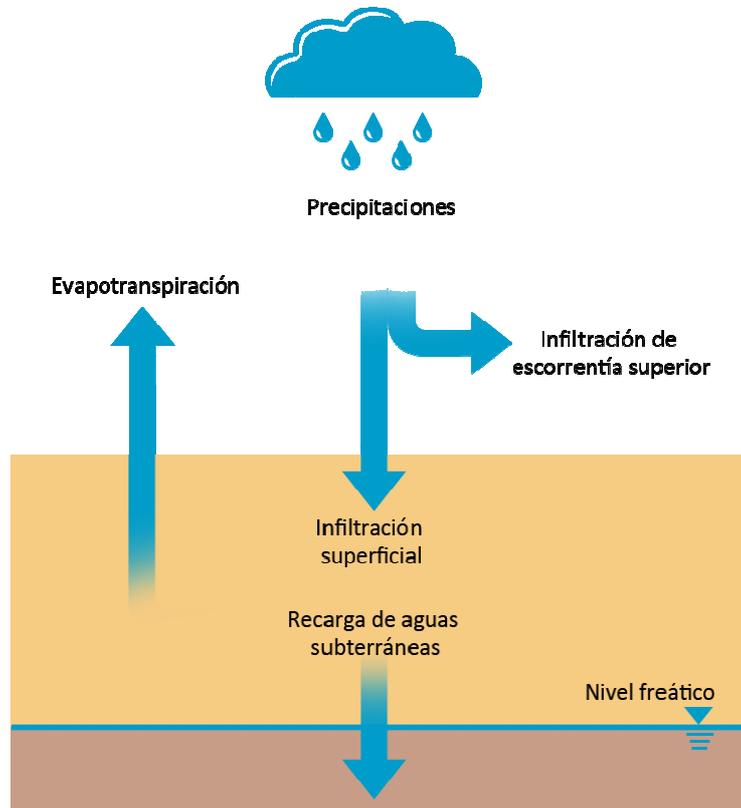
Esta característica hace que sea un algoritmo muy atractivo para estudiar la infiltración de agua en un suelo en pendiente bajo lluvias intensas, donde el cálculo de la escorrentía superficial se convierte en un aspecto crucial del problema de infiltración.

Nuestro modelo determina cuándo surge el encharcamiento, y calcula la superficie de escorrentía en el curso de la simulación. El modelo se puede ejecutar para predecir la infiltración durante largos períodos de tiempo con un tiempo de cálculo razonable, y puede ser extendido para analizar configuraciones geométricas complejas y composiciones de suelo diferentes. Se trata a continuación de validar el modelo y mostrar las diferencias con respecto a un enfoque más sencillo.

Más importante aún en el ejemplo analizado, es cómo vamos a considerar una situación real donde se pretende ilustrar las capacidades de nuestro modelo. Dada la escorrentía superficial obtenida, se aspira a calcular la infiltración en un largo período de precipitaciones, en la zona geográfica de Marbella (España) para dos tipos de suelos. Por último, se ha analizado el flujo de agua a través de un suelo estratificado durante un evento de lluvia no constante. Tanto el modelo como el método numérico se describen en la sección 4.2. Los resultados se presentan en la sección 4.3. El capítulo termina con las conclusiones en la sección 4.5.

Dicho esto, un factor muy importante a tener en cuenta a la hora de estudiar la estabilidad de laderas es la infiltración de agua de lluvia sobre el terreno del talud. La rotura de taludes, ya sean naturales o artificiales, durante o poco después de un periodo de precipitación intensa, es un suceso común en muchas partes del mundo. Estas roturas relacionadas con la precipitación de lluvia, se dan con relativa frecuencia en áreas tropicales, donde se producen precipitaciones intensas de forma estacional, y donde los suelos son terrenos residuales derivados de un substrato rocoso más firme. Esto ocurre por ejemplo en el sureste asiático y en el Caribe, circunstancias que han dado lugar a que el fenómeno se estudie en profundidad (Tsaparas et al., 2002).

El agua de lluvia constituye la principal fuente de aporte de agua a los suelos. Los huecos del suelo no son cavidades aisladas que acumulan agua, sino que forman una serie de ramificaciones por donde el agua puede circular y moverse; por lo expuesto se dice que el suelo es un material permeable. La infiltración es la cantidad de agua por unidad de tiempo que penetra dentro de un suelo (Digman, 1993). Este flujo de agua a través de los poros es a bajo número de Reynolds.



*Ilustración 4.1 Esquema simplificado del ciclo hidrológico del agua en el terreno.*

Para una localización espacial dada, la infiltración cambia sistemáticamente con el tiempo y nivel de saturación del suelo. En suelos saturados, la infiltración de agua en el terreno se modela mediante el uso de la ecuación de Darcy para medios porosos (Darcy, 1856). Esta ley nos dice que el caudal de agua que se infiltra es proporcional al gradiente hidráulico aplicado al suelo y la permeabilidad del mismo. Por tanto, en suelos saturados el único parámetro del suelo que se necesita conocer es su permeabilidad. Esta propiedad se mide con relativa facilidad en laboratorios usando precisamente la ley de Darcy.

El problema sin embargo se complica sustancialmente porque en suelos no saturados, la permeabilidad pasa a depender del contenido volumétrico de agua en el suelo y porque, debido a fenómenos de capilaridad en los poros, aparece una succión matricial en la zona no saturada (es decir, la presión de poros es inferior a la atmosférica).

Se han desarrollado diferentes métodos para medir estas propiedades (Bohne et al., 1993). El problema de estos métodos es que requieren instrumentación muy costosa. Por ejemplo, para la medida del grado de saturación del suelo, existen aparatos de última generación basados en la técnica conocida como TDR (Time Domain Reflectometry) (Topp, Davis y Annan, 1980).

Esta técnica aprovecha la relación que existe entre las propiedades dieléctricas del suelo, roca u otra materia, con su contenido en agua, mediante la aplicación de ondas electromagnéticas en una localización puntual del suelo, se puede inferir su contenido en agua.

Hay estudios recientes que han obtenido las curvas características del suelo (permeabilidad y matriz porosa) mediante experimentos relativamente sencillos, sin el uso de aparatos TDR, combinándolos con resolución numérica de una ecuación (Richards, 1967) y de técnicas de interpolación (Evangelides, Arampatzis y Tzimopoulos, 2010).

## 4.2 Resolución ecuación de Richards

Como se indica en la introducción de este capítulo, el proceso no estacionario de infiltración de agua en un suelo parcialmente saturado viene determinado por la ecuación de Richards. En el modelo matemático se ha propuesto el cálculo del flujo de agua a través de una columna vertical de suelo de longitud  $L$ , mediante la resolución de la ecuación 1D (Richards, 1931).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial z} = 0 \quad (4.1)$$

La ecuación en el caso de un proceso de infiltración vertical en un suelo horizontal no es más que una ecuación 1D de conservación de masa, donde  $t$  es el tiempo,  $z$  es la coordenada vertical,  $q$  es el caudal por unidad de superficie que atraviesa el terreno y  $\phi$  es el grado de saturación efectivo definido como:

$$\phi = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (4.2)$$

Donde el factor  $\theta$  se define como el contenido volumétrico de agua en el suelo y  $\theta_s$  y  $\theta_r$  son sus valores saturado y residual respectivamente.

Por otro lado, el contenido de agua  $\theta(Z,t)$  es la relación entre el volumen de agua del suelo, a una profundidad  $Z$  y en un tiempo  $t$ ; el caudal infiltrado  $q(Z,t)$ , se modela mediante la ley (Darcy, 1856), que para flujos en suelos no saturados sometidos a gravedad tiene la expresión (4.3).

$$q = K \left( 1 - \frac{d\psi}{dz} \right) \quad (4.3)$$

En donde:

$\phi$	Grado de saturación efectiva, (%)
$K$	Conductividad hidráulica, (mm/d)
$\theta$	Contenido volumétrico de humedad, (-)
$\theta_r$	Contenido volumétrico de humedad residual, (-)
$\theta_s$	Contenido volumétrico de humedad saturada, (-)
$\psi$	Presión manométrica, (mm)
$q$	Caudal infiltrado, (mm/h)

**Cuadro 4.1.** Descripción de los parámetros usados en el cálculo de la infiltración en el Modelo de Richards (1931).

El signo menos en (4.3) representa que el agua se infiltra en dirección de  $Z$  negativa (en sentido de la gravedad).  $K$ ,  $\psi$  y  $\phi$  no son magnitudes independientes, sino están ligadas mediante leyes experimentales. La conductividad hidráulica del suelo  $K(\theta)$  y la presión manométrica  $\psi(\theta)$  (medida en términos de columna de agua), con unas condiciones de contorno adecuadas que se le aplica tanto en la parte inferior como en la superior de la columna de suelo, donde se le impone una limitación de drenaje libre  $\partial\theta/\partial Z = 0$  que se supone en el extremo inferior; teniendo en cuenta que  $Z = L$ , la infiltración variable viene dada por:

$$I(t) \equiv q(0,t) = q_{rain}(t). \quad (4.4)$$

Se prescribe como límite superior  $Z = 0$ . Esta condición de contorno solo se aplica si  $\theta(0,t) < \theta_s$ . El problema antes formulado está concluido teniendo en cuenta las curvas características del suelo estudiado  $K(\theta)$  y  $\psi(\theta)$ . Los modelos matemáticos disponibles (Brooks y Corey, 1964, Van Genuchten, 1980, Mualem, 1976, Vogel y Cislerova, 1988), se pueden utilizar para el cálculo de las dos funciones en cuestión; en el presente trabajo tanto la conductividad hidráulica  $K$ , como la presión manométrica  $\psi$ , se han determinado por una de las leyes más usadas (Brooks y Corey, 1964). En el presente estudio se ha hecho uso de la mencionada ley (Brooks y Corey, 1964). Usando esta en la curva para  $K(\theta)$  y  $\psi(\theta)$  sería:

$$K(\phi) = K_s(\phi)^{\frac{2+3\lambda}{\lambda}}, \quad \psi(\phi) = \psi_s \phi^{-1/\lambda} \quad (4.5)$$

Donde  $K_s = K(\theta_s)$  y  $\psi_s = \psi(\theta_s)$  son las conductividades hidráulica y la presión manométrica saturadas respectivamente, mientras  $\phi = \theta - \theta_r/\theta_s - \theta_r$  y  $\theta_r$  son el grado de saturación efectiva

y el contenido de agua residual respectivamente. Los parámetros  $K_s$ ,  $\psi_s$ ,  $\theta_s$ ,  $\theta_r$  y  $\lambda$  son parámetros que se determinan de una manera experimental dependiendo del tipo de suelo que tengamos que analizar, para suelos estratificados dependen de la profundidad Z.

En el presente trabajo las ecuaciones (4.1) – (4.5) se integran numéricamente con un método de volúmenes finitos (Versteeg y Malalasekera, 2007). La discretización espacial y las condiciones de contorno se indican en la ilustración 4.2.  $K_s$ ,  $\lambda$  y  $\psi_s$  son parámetros obtenidos de ensayos experimentales, que dependen del tipo de suelo.

En el cuadro 4.2, aparecen los parámetros hidrológicos de diferentes terrenos, utilizando la ley (Brooks y Corey, 1966). Los tres tipos de suelos diferentes analizados son arcillas, margas y arenas; han sido obtenidos experimentalmente mediante ensayos de laboratorio (Bras, 1990) de numerosas muestras extraídas in situ.

Parámetros	Arcillas	Margas	Arenas
$k_s$ (mm/d)	29.4	294	2940
$\psi_s$ (mm)	-900	-450	-250
$\theta_s$ (-)	0.45	0.35	0.25
$\theta_r$ (-)	0.15	0.10	0.05
$\lambda$ (-)	0.44	1.2	3.3

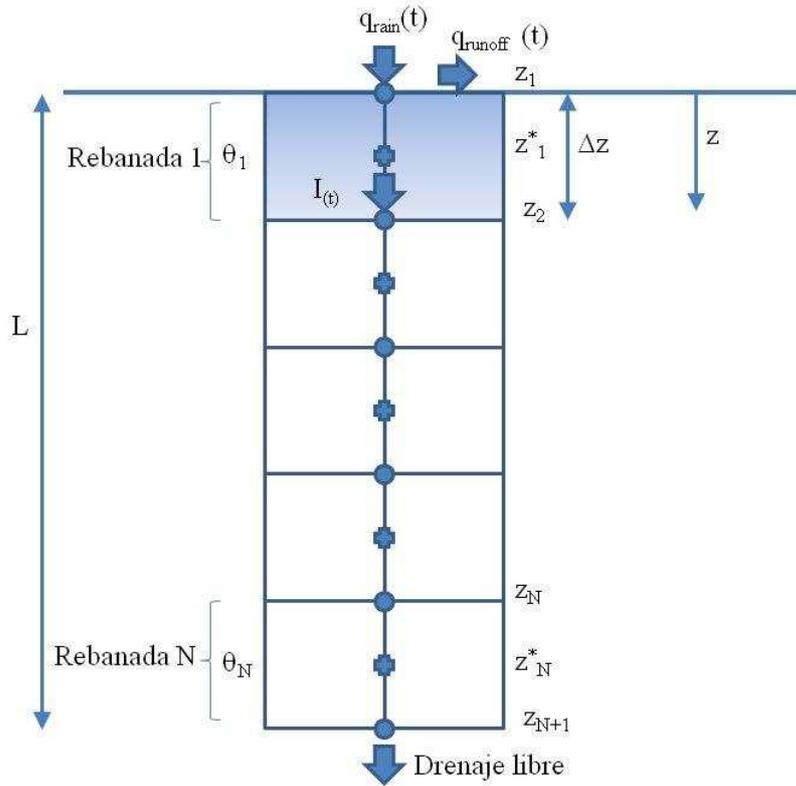
**Cuadro 4.2.** Parámetros hidrológicos de suelos, mediante la Ley de Brooks y Corey, extraídos de Bras (1990)

Como se observa en la cuadro 4.2, es usual expresar la permeabilidad de un suelo en milímetros por día (mm/d) y el potencial hidráulico en mm. Esto es debido a que las velocidades de infiltración de agua en el terreno suelen ser de ese orden y los datos de intensidad de precipitación suelen recogerse también en unidades mm/d.

Es por esto por lo que en el siguiente apartado, donde se lleva a cabo el análisis de precipitación en Marbella en el año hidrológico 2009-2010, nuestro objetivo es obtener la curva de precipitación en la zona en mm/d, que usaremos a posteriori en el proceso de infiltración.

### 4.3 Modelo matemático y método numérico.

La columna de suelo se divide en N rebanadas de espesor  $\Delta = L / N$ . Los valores de Z con (sin) asteriscos indican las profundidades de sus centros (límites).  $\theta$  es el contenido de agua de la rebanada, i se ha evaluado en su centro por medio de  $\theta_i(t) = \theta(z_i^*, t)$ , mientras que el caudal q se calcula en su límite superior, mediante  $q_i(t) = q(z_i, t)$ .



**Ilustración 4.2.** Esquema de infiltración en el suelo con la discretización espacial del modelo propuesto.

Para evitar la ambigüedad en el cálculo de las propiedades del material de los suelos con múltiples capas, la discretización espacial ha sido diseñada de tal manera que la interfaz entre dos células no coincide con la interfaz entre dos tipos de suelo diferentes.

Todas las ecuaciones se discretizan utilizando una aproximación de segundo orden, es decir, con errores en el orden de  $(\Delta z)^2$ . La integración espacial de la ecuación de conservación de la masa (4.1) sobre la rebanada  $i$ , conduce a:

$$\frac{d\theta_i}{dt} \Delta z \cong q_i(t) - q_{i+1}(t) \quad (4.6)$$

La ecuación (4.6) se muestra que las variaciones en el tiempo del contenido de agua en una rebanada se deben al desequilibrio entre las velocidades de flujo que cruzan los límites superior e inferior que delimitan esa rebanada. Estos flujos pueden ser considerados en la ecuación 4.7.

$$q_i(t) \cong K(\hat{\theta}_i) \left( 1 - \frac{\psi(\theta_i) - \psi(\theta_{i-1})}{\Delta z} \right) \quad (4.7)$$

Cuando  $\theta_i = (\theta + \theta_{i-1})/2$ , la combinación de ecuaciones (4.6) y (4.7) para  $i = 2,3,\dots,N-1$  nos conduce a establecer N-2, ecuaciones diferenciales ordinarias para el contenido de agua en las rebanadas, i.e.,

$$\begin{aligned} \frac{d\theta_i}{dt} \Delta z \cong & K (\hat{\theta}_i) \left( 1 - \frac{\psi(\theta_i) - \psi(\theta_{i-1})}{\Delta z} \right) \\ & - K (\hat{\theta}_{i+1}) \left( 1 - \frac{\psi(\theta_{i+1}) - \psi(\theta_i)}{\Delta z} \right) \end{aligned} \quad (4.8)$$

Este conjunto de ecuaciones se completa con las condiciones de contorno para la parte inferior y superior de las rebanadas. Se han optimizado las condiciones de drenaje libre para la rebanada inferior  $i=N$ :

$$\theta \cong (4\theta_{N-1} - \theta_{N-2})/3 \quad (4.9)$$

Cabe señalar que esta ecuación se puede aplicar sólo cuando los nodos pertenecen al mismo tipo de suelo. Si se considera la condición de contorno superior (4.4), la ecuación (4.8) para  $i = 1$  se convierte en:

$$\theta \cong (4\theta_{N-1} - \theta_{N-2})/3 \quad (4.10)$$

$$\frac{d\theta_1}{dt} \Delta z \cong q_{rain}(t) - K (\hat{\theta}_2) \left( 1 - \frac{\psi(\theta_2) - \psi(\theta_1)}{\Delta z} \right) \quad (4.11)$$

Esta última ecuación se sustituye con la saturación (encharcamiento) en la condición siguiente:

$$\frac{d\theta_1}{dt} \Delta z \cong q_{rain}(t) - K (\hat{\theta}_2) \left( 1 - \frac{\psi(\theta_2) - \psi(\theta_1)}{\Delta z} \right) \quad (4.12)$$

$$\theta_1 = \theta_s \quad (4.13)$$

Si  $\theta_1 \geq \theta_s$  y  $q_{rain} \geq q_2$ , en el caso de que  $q_2$  sea considerado como infiltración con un ratio de  $I$ , la superficie de escorrentía  $q_{runoff}$  se calculará mediante la ecuación:

$$q_{runoff} = q_{rain} - q_2 \quad (4.14)$$

Durante su integración en el tiempo, el modelo cambia de (4.11) a la condiciones de encharcamiento (4.12) y viceversa, saturándose y desaturándose las rebanadas superiores respectivamente. El sistema de ecuaciones (4.8) – (4.13) se integra en el tiempo a partir de una condición inicial dada  $\{\theta_i(0)\}$  ( $i= 1,2,\dots,N$ ) mediante el uso del Método de Runge-Kutta-Fehlberg de cuarto orden usando la función ode45 de MATLAB.

## 4.4 Resultados

La función ode45 MATLAB hace uso de un período de tiempo variable para aumentar la eficiencia en los cálculos matemáticos. El método numérico descrito anteriormente es el adecuado para la simulación de la infiltración en un perfil de suelo en capas, con distribuciones arbitrarias de contenido inicial de agua, y en eventos de lluvias no constantes, este modelo nos predice el tiempo de encharcamiento, y nos calcula la escorrentía superficial.

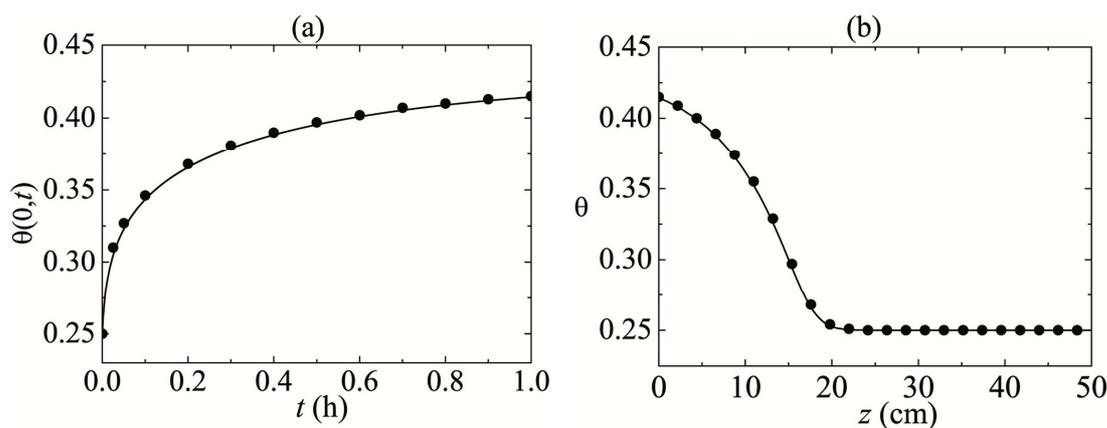
En la siguiente sección, se valida el modelo y sus diferencias con respecto al procedimiento modificado de Green-Ampt (Chu y Marino, 2005), también a continuación se muestra su capacidad en situaciones prácticas y complejas de la realidad.

### 4.4.1 Suelo homogéneo bajo una lluvia constante

Se ha estudiado en esta sección un ejemplo de suelo homogéneo arenoso-margoso de  $L = 50$  cm de longitud. Su conductividad hidráulica está dada por el modelo (Brooks y Corey, 1964) (4.5), con una  $K_s = 2\text{ cm/h}$ ,  $\psi_s = -22,60\text{ cm}$ ,  $\theta_s = 0,43$ ,  $\theta_r = 0,08$  y  $\lambda = 0,53$  (Nofziger y Wu, 2012). El valor inicial del contenido de agua en el suelo es  $\theta_0 = 0,25$ ; dividiendo la columna de suelo en  $N=100$  rebanadas, se calcula el tiempo y la dependencia del perfil de contenido de agua, la tasa de infiltración, y la escorrentía superficial para un ( $q_{rain}$ ) de lluvias constantes. Los resultados se comparan con las dadas por la aplicación informática Chemflo-2000 (Nofziger y Wu, 2012) para las mismas condiciones planteadas.

En la ilustración 4.3 se muestra un excelente acuerdo entre nuestro modelo y el realizado mediante la aplicación informática Chemflo-2000 para un caudal de lluvia  $q_{rain} = 2\text{ cm/h}$ .

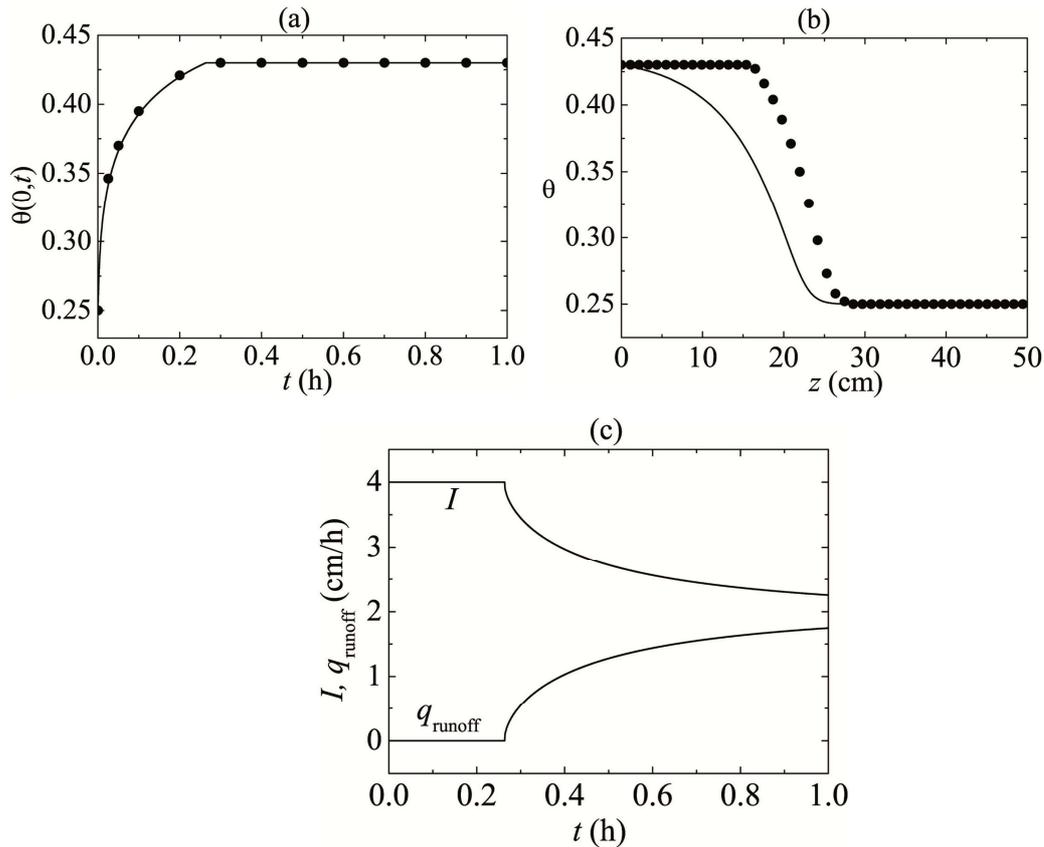
En este caso, la precipitación no es lo suficientemente fuerte como para saturar la superficie  $\{\theta(0, t) < \theta_s\}$ , y por lo tanto no se llegó a condiciones de encharcamiento.



**Ilustración 4.3.-** Perfil del contenido de agua  $\theta$  en la superficie del suelo, en función del tiempo para  $t = 1$  h con un caudal de  $q=2\text{ cm/h}$  (a), Perfil del contenido de agua  $\theta$  en función de la profundidad  $z$  (b). Las líneas continuas y los puntos corresponden a los resultados obtenidos a partir de nuestro modelo y el resultado obtenido mediante la aplicación informática Chemflo-2000 respectivamente, en la columna de suelo de arena arcillosa homogénea, analizada en la presente tesis.

En la ilustración. 4.3b, se ha representado el perfil del contenido de agua para  $t=1$  h, cuando el frente húmedo ha alcanzado una profundidad de unos 20 cm de profundidad.

En la Fig. 4.4 se muestran los resultados de una lluvia torrencial alta  $q_{rain}=4$  cm / h. En este caso, hay importantes diferencias entre las predicciones de los dos modelos. La precipitación fue lo suficientemente fuerte como para saturar la superficie del suelo en un momento de encharcamiento para  $t_p \cong 0,3h$ . Ambos modelos ofrecen las mismas predicciones para el perfil de contenido de agua hasta ese momento. Las diferencias surgen inmediatamente después del encharcamiento de la superficie del suelo.



**Ilustración 4.4.-** Perfil del contenido de agua en la superficie en función del tiempo (a). Perfil del contenido de agua para  $t=1$  h. (b). Perfil de la tasa de infiltración y escorrentía superficial para  $q_{rain} = 4$  cm / h (c). Las líneas continuas y los puntos corresponden a los resultados obtenidos en nuestro modelo y mediante la aplicación informática Chemflo-2000, respectivamente, en una columna de suelo arenoso arcilloso homogéneo.

La aplicación informática Chemflo – 2000 resuelve las ecuaciones basándose en la ecuación de Richards (Nofziger y Wu, 2012) para una tasa de infiltración constante  $q(0,t) = q_{rain}$ , para  $t > t_p$ , mediante el aumento de la carga de presión en la superficie. En nuestro modelo por el contrario, la tasa de infiltración se modifica al pasar de la condición de contorno (4.11) a la (4.12), lo que nos permite modelar la escorrentía del agua sobre la superficie del suelo. Esto explica la gran diferencia entre el agua acumulada en la columna de suelo en fase final de las dos simulaciones (ilustración 4.4.b).

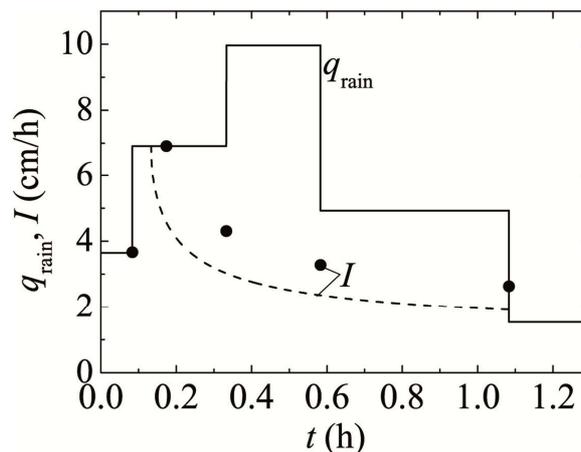
La figura 4c muestra tanto la infiltración ( $I$ ), como la escorrentía superficial ( $q_{\text{runoff}}$ ) en función del tiempo de nuestra propuesta de modelo de infiltración para un caudal de lluvia  $q_{\text{rain}} = 4 \text{ cm/h}$ .

#### 4.4.2 Suelo homogéneo bajo una lluvia no constante

Se ha estudiado un ejemplo de suelo homogéneo de  $L = 50 \text{ cm}$  de longitud de suelo arenomargoso. Su conductividad hidráulica está dada por el modelo (4.5) de (Brooks y Corey, 1966), con una  $K_s = 1,42 \text{ cm/h}$ ,  $\psi_s = -45,00 \text{ cm}$ ,  $\theta_s = 0,477$ ,  $\theta_r = 0,1$  y  $\lambda = 1,2$ . El valor de  $K_s$  y  $\theta_s$  se calcula utilizando un modelo matemático (Chu, 1978), mientras  $\psi_s$ ,  $\theta_r$  y  $\lambda$  son extraídos de ensayos de laboratorio contrastados (Bras, 1990).

El valor inicial del contenido de agua del suelo es  $\theta_0 = 0,217$  (Chu, 1978). Dividimos la columna de suelo en  $N = 100$  rebanadas, y calculamos la dependencia temporal de distribución del contenido de agua, la tasa de infiltración, y la superficie de escorrentía para un evento de lluvia no constante (9 de septiembre 1959) del artículo (Chu y Marino, 2005).

Los resultados se comparan con los obtenidos con el modelo Green-Ampt modificado (Chu, 1978) y la ley (Chu y Marino, 2005). Este modelo puede considerarse como una simplificación del enfoque de Richards, donde se asimila el caudal de agua para el movimiento vertical al de un pistón. De hecho, los parámetros hidrológicos del suelo  $\psi_s$ ,  $\theta_r$  y  $\lambda$  no serían necesarios en este modelo. En nuestros cálculos, los valores de los parámetros del modelo son los que se muestran en la tabla 1 del artículo (Chu y Marino, 2005) para el mismo tipo de suelo. En la ilustración. 4.5 se muestran los resultados de una lluvia  $q_{\text{rain}}$  y la tasa de infiltración  $I$  en función del tiempo. Nuestro modelo indica que se ha alcanzado la condición de encharcamiento para  $t \cong 0,12 \text{ h}$ .



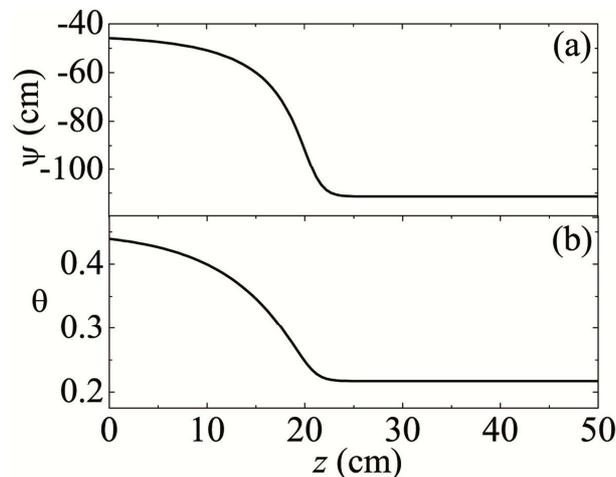
**Ilustración 4.5.-** En la gráfica se muestran: Las precipitaciones de lluvia  $q_{\text{rain}}$  (línea continua); la tasa de infiltración  $I(t)$  obtenida con el modelo (Chu y Marino, 2005) reflejada mediante puntos aislados y la tasa de infiltración obtenidas con nuestro modelo (línea de trazos), para una columna de suelo homogéneo.

Esa condición cambia de nuevo al estado de **no-encharcamiento** cuando  $t \cong 1,08 \text{ h}$ , cuando la intensidad de las precipitaciones es  $q_{\text{rain}} \cong 1,53 \text{ cm/h}$  y cae por debajo de la tasa de infiltración

$I \cong 1,85$  cm/h. Este estado se mantiene hasta el final del período de simulación. En este caso existen discrepancias significativas entre las predicciones para la tasa de infiltración calculada por los dos modelos.

El tiempo, la tasa de infiltración y encharcamiento dada por el modelo (Chu y Marino, 2005), son significativamente mayores que sus contrapartidas en nuestro modelo. Estas discrepancias se deben atribuir a las aproximaciones adoptadas por Chu y Marino, y no pueden ser eliminadas mediante la selección de diferentes valores para  $\psi_s$ ,  $\theta_r$  y  $\lambda$  en nuestro modelo. En la ilustración 4.5. podemos observar como difiere nuestro modelo con el del Green-Ampt.

En la ilustración 4.6. se muestran los resultados de la presión manométrica de la matriz de suelo analizada y el contenido de agua al final de la simulación.



**Ilustración 4.6.-** Perfil de la presión manométrica **(a)** Perfil del contenido de agua **(b)**. Ambas gráficas realizadas a partir de la matriz de suelo analizada para  $t = 1,33$  h

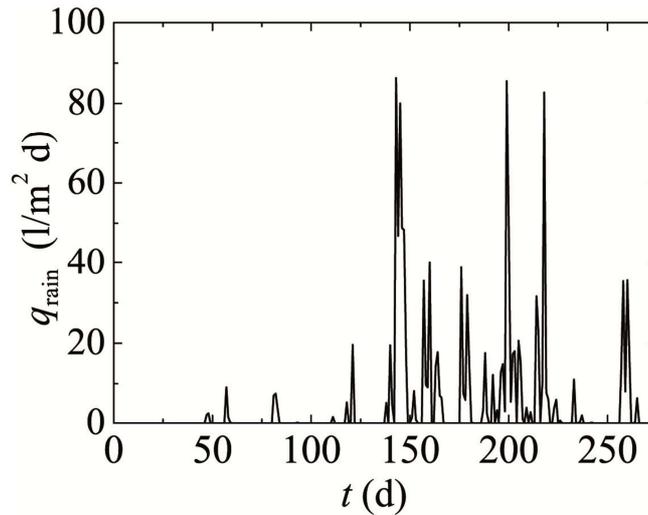
Se puede observar que en el modelo descrito el frente de humectación finalmente llega a una profundidad de alrededor de 20 cm, mientras que la profundidad que predijo el modelo (Chu y Marino, 2005), fue ligeramente menor que 17,5 cm.

#### 4.4.3 La infiltración en Marbella (España), en el período 2009-2010

El período hidrológico 2009-2010 en el municipio de Marbella, debido a un proceso de intensa lluvia no habitual en la zona, fue causa de numerosos siniestros por deslizamientos de ladera en infraestructuras y construcciones, lo que ha provocado el interés de este estudio.

La ilustración 4.7 muestra el histograma de lluvia desde el 1 de agosto de 2009 hasta el 30 de abril 2010. Las precipitaciones fueron muy intensas durante los meses de diciembre, enero,

febrero y marzo, con picos de casi  $90 \text{ l/m}^2$  en un solo día. La precipitación total hasta finales del mes de abril fue de casi  $1.300 \text{ l/m}^2$ .



**Ilustración 4.7.** Histograma de lluvia al día en Marbella (España) desde el 1 de agosto de 2009 al 30 de abril 2010 (Agencia Andaluza del Agua).

Los datos meteorológicos de precipitaciones de lluvia se han obtenido de la estación meteorológica *Depuradora de Marbella*, extraídos de la página web de la extinta Agencia Andaluza del Agua; los datos de esta estación, se han utilizado para establecer la precipitación de lluvia sobre el suelo que hemos analizado. Se ha tenido que procesar estos datos ya que venía en mm/h y la aplicación informática utilizada no nos permitía descargar más de cuatro días seguidos.

El histograma de lluvias obtenido se ha expresado en mm/dd. Se ha elaborado el histograma de lluvias empezando el 1 agosto de 2009. Se ha elegido este día de verano para poder imponer una condición inicial realista en la simulación numérica, con un suelo prácticamente seco. Como tiempo final se ha elegido el 30 de abril de 2010 pues no hubo precipitación destacada en los meses posteriores.

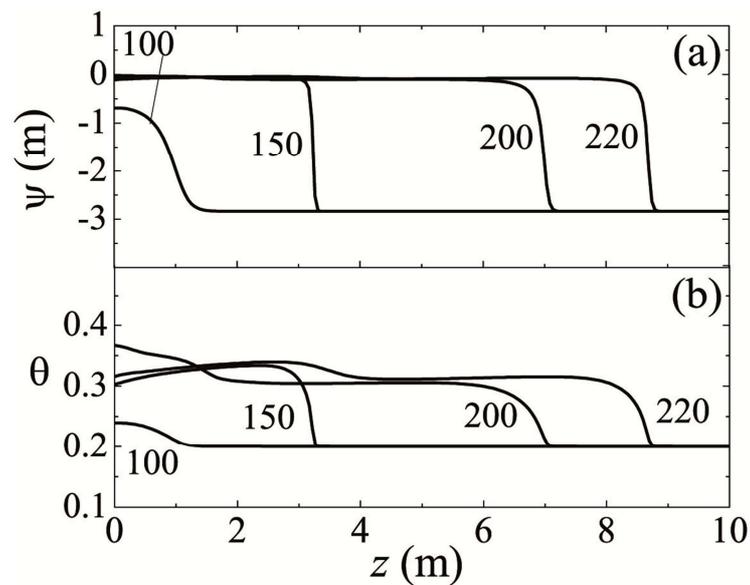
En el presente trabajo hemos simulado el flujo de agua en un suelo homogéneo de longitud  $L = 10 \text{ m}$ , que se divide en  $N = 200$  rebanadas, la simulación se inicia a 1 de agosto, cuando el suelo se supone que está casi seco, con un valor ( $\theta_0=0,2$ ), y termina el 30 de abril, cuando prácticamente la lluvia ya había cesado.

La precipitación de entrada  $q_{rain}(t)$ , fue tomada dentro de ese período de tiempo con una resolución temporal de 1 h, el máximo disponible. Fue implícitamente asumido en nuestras simulaciones que el suelo estaba ligeramente inclinado para que el agua de lluvia fluyera tan pronto como se acumulaba en la superficie del suelo, es decir se asimila a un talud de tierra o ladera. Además, la estación seca en Marbella no se ha considerado en nuestros cálculos.

Bajo tales condiciones, la evaporación se podría despreciar en comparación con la precipitación que ocurrió durante el período de tiempo analizado. El suelo analizado en el presente trabajo son los diferentes tipos de arcillas, mezclas de arcilla y esquistos con matriz arcillosa, suelos característicos que podemos encontrar habitualmente en la zona de Marbella, lo que le da una utilidad manifiesta a este trabajo.

Se ha utilizado el método de evaporación (Shindler et al., 2010), para caracterizar la columna de muestra de suelo extraída in situ, concretamente en las coordenadas UTM 302594.26//4032253.38, dicho esto se ha obtenido los siguientes parámetros hidrológicos de la muestra analizada en laboratorio:  $K_S = 2,36 \text{ cm/h}$ ,  $\psi_s = -13,1 \text{ cm}$ ,  $\theta_s = 0,396$ ,  $\theta_r = 0$  y  $\lambda = 1,127$ .

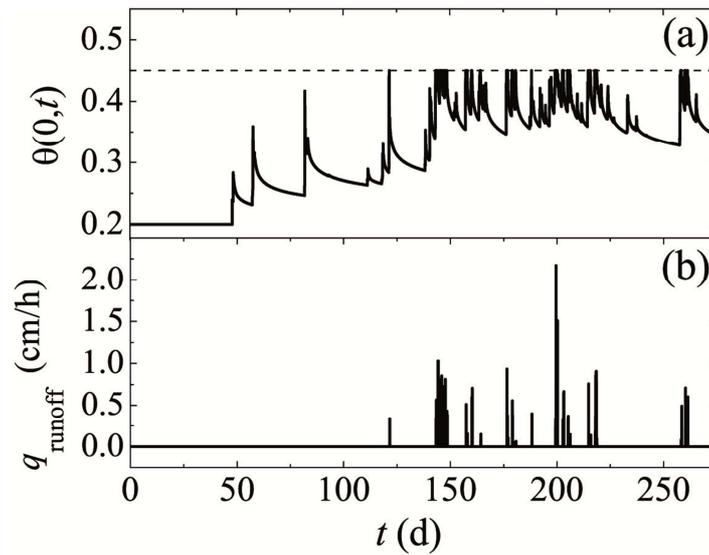
La ilustración 4.8. muestra la presión manométrica de la matriz de suelo y los perfiles de contenido de agua en los diferentes días críticos analizados. La carga de presión manométrica y su evolución se puede ver en su desplazamiento tipo pistón después de unos pocos días. Debido a la alta conductividad hidráulica de este tipo de suelo, la saturación no se alcanzó en el período de tiempo analizado en nuestras simulaciones.



**Ilustración 4.8.** Perfil de la presión manométrica (a) Perfil del contenido de agua (b). Ambas gráficas son para una columna homogénea de suelo con mezcla de arcilla-marga en cuatro momentos diferentes, también se muestra en las gráficas el número de días estudiados desde el comienzo de la simulación.

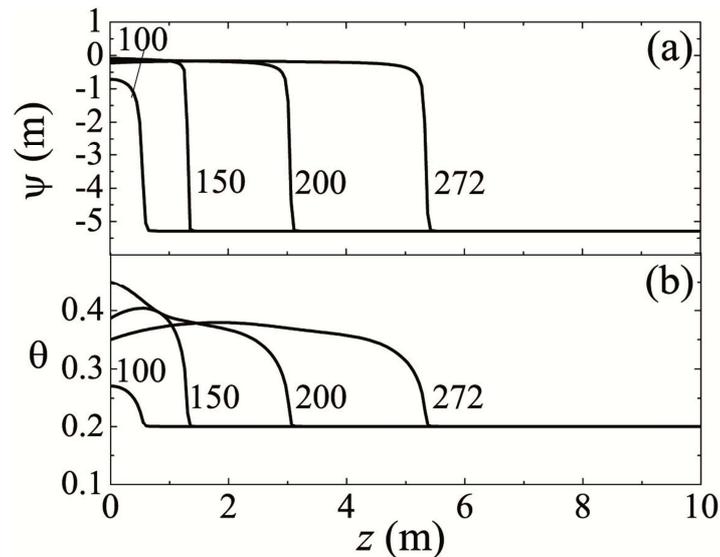
Con el fin de mostrar el efecto de la saturación en los suelos de la zona siniestrada, también estudiamos en el presente trabajo la infiltración de agua en la arcilla considerada (Bras, 1990), la cual es similar a la encontrada en algunas zonas de Marbella. En este caso, los parámetros de conductividad hidráulica fueron obtenidos en laboratorio:  $K_S = 1,22 \text{ cm/h}$ ,  $\psi_s = -90 \text{ cm}$ ,  $\theta_s = 0,45$ ,  $\theta_r = 0,15$  y  $\lambda = 0,44$ . La ilustración 4.9. muestra la evolución temporal del contenido de agua en la superficie del suelo. La línea horizontal discontinua representa el nivel de saturación  $\theta = \theta_s$ .

Las fuertes lluvias de diciembre, enero, febrero y abril saturaron el suelo, lo que dio lugar a un nivel de escorrentía significativa durante ese período, con picos de más de 2 cm/h (Ilustración 4.9b).



**Ilustración 4.9.** Perfil del contenido de agua en la superficie (a) Perfil de escorrentía superficial (b), en función del tiempo. Perfiles obtenidos por el modelo propuesto; se aplica a un prolongado período de tiempo de precipitación en Marbella (España) en una columna de suelo arcilloso homogéneo.

La ilustración 4.10. muestra la presión manométrica y los perfiles del contenido de agua en diferentes días. El frente de agua alcanzó una profundidad de alrededor de 5 metros en el extremo de la simulación. Hemos verificado que la segunda vuelta es significativamente diferente si se calcula con la resolución de un día para la serie  $q_{rain}$  en función del tiempo (t).

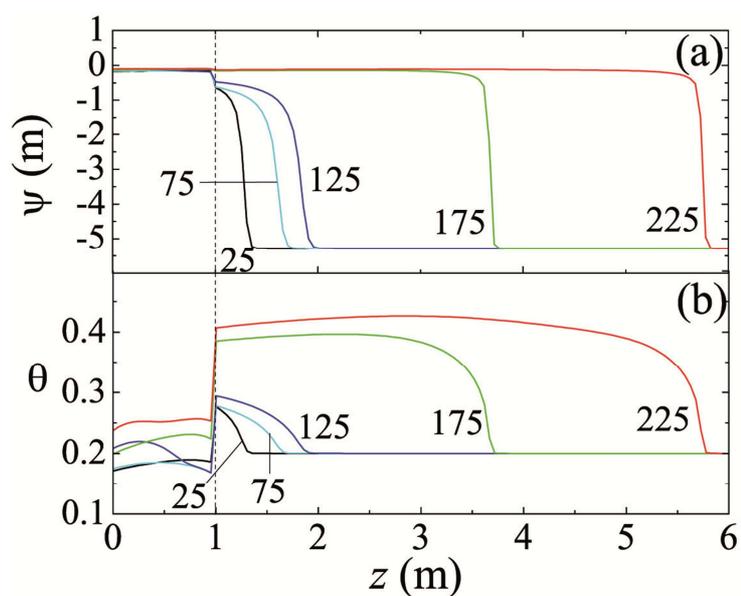


**Ilustración 4.10.-** Perfil de la presión manométrica (a) perfil del contenido de agua (b), para una columna homogénea de arcilla en cuatro momentos diferentes, indicando en la gráfica el número de días desde el comienzo de la simulación.

#### 4.4.4 Suelo estratificado bajo una lluvia no constante

En esta sección se expone la capacidad de nuestro modelo para analizar el flujo de agua a través de un suelo estratificado durante un acontecimiento de precipitación no constante; para ello, se ha tenido en cuenta las premisas del caso ya analizado en la Sección 4.4.3, pero sustituyendo esa matriz de suelo por un suelo formado por dos capas: (i) El suelo limoso arenoso de la Sección 4.4.2 para  $Z \leq 1$  m, y el suelo de arcilla de la Sección 4.4.3 para  $1 < Z < 10$  m.

La ilustración 4.11. nos muestra la presión manométrica y el contenido de agua para cinco tiempos uniformemente distribuidos desde el primer día hasta los 225 días analizados del período hidrológico. Es evidente cómo acelera el frente de presión a medida que penetra el agua en el medio conductor. Naturalmente, el agua se acumula preferentemente en esta capa más permeable. El perfil de contenido de agua exhibe una distribución no lineal en el interfaz entre las dos capas de suelo, debido a que el flujo de agua que entra en la masa de suelo es significativa menor que la que sale de ella.



**Ilustración 4.11.-** Perfil de la presión manométrica (a), Perfil del contenido de agua (b), para cinco intervalos de tiempo diferentes; se indica en las gráficas el número de días desde el comienzo de la simulación. La línea discontinua indica el interfaz que se produce entre las dos capas de suelo.

Usando el código descrito en la sección anterior y los datos de precipitación recogidos en la ilustración 4.7, hemos realizado un estudio de infiltración de agua en la zona de Marbella para ver cómo influye el tipo de suelo en la infiltración de agua de lluvia.

Se observa que durante los primeros 45 días, durante los cuales no hubo precipitación, el contenido de agua en el suelo limoso arenoso baja ligeramente mientras que el descenso en la arcilla es prácticamente inapreciable.

La razón de este comportamiento es bastante sencilla, el limo arenoso es una sustancia mucho más permeable que la arcilla y por lo tanto los caudales que puede absorber y drenar por debajo son mayores.

#### 4.5 Conclusiones del modelo de infiltración propuesto

El modelo propuesto en el presente trabajo es adecuado para poder simular la infiltración de agua en los suelos no uniformes, con una distribución inicial de humedad arbitraria durante un evento de lluvias no constantes; siendo capaz de hacer frente tanto al encharcamiento y condiciones no-encharcamiento, cambiando de la primera a la segunda en el curso de la simulación.

El modelo fue validado mediante el estudio del flujo de agua en un suelo homogéneo bajo condiciones de lluvias constantes. Los resultados para el caso de lluvia no constantes mostraron diferencias importantes con respecto a los de un modelo más sencillo (Chu y Marino, 2005).

Finalmente, se ha aplicado un enfoque teórico para el análisis de la infiltración de agua y la escorrentía superficial en la zona de Marbella (España), en el año hidrológico 2009-2010. Se ha podido comprobar la versatilidad del modelo tanto en suelos homogéneos como en los estratificados. Cabe señalar que la evaporación durante el evento de lluvia no se ha considerado en el modelo desarrollado.

Tales procesos se tendrán en cuenta en otras líneas de investigación para estudios posteriores sobre la infiltración en los suelos estratificados. El modelo presentado en el presente trabajo hace uso del esquema de volumen finito, una elección no desarrollada hasta la fecha en este contexto.

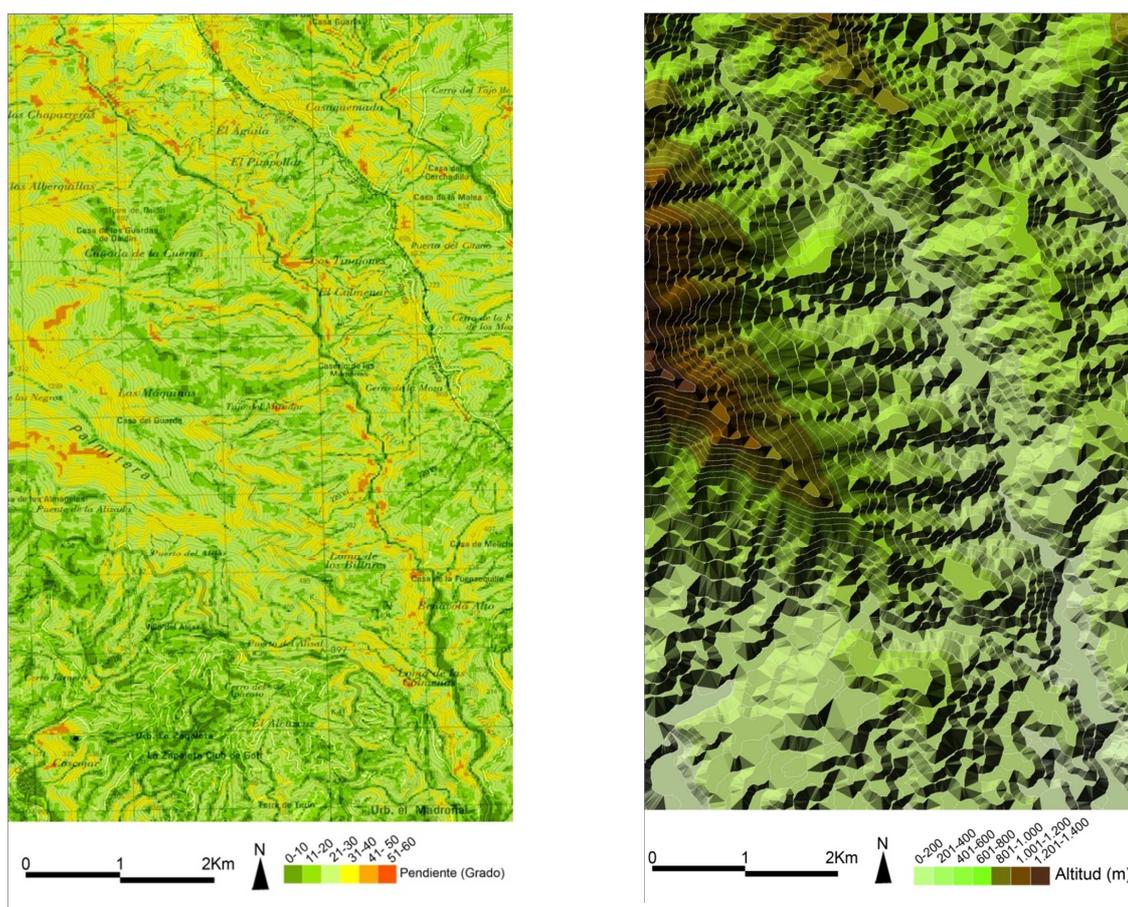
Este modelo impone una conservación de la masa a nivel local. En principio, tanto las redes estructuradas y las no estructuradas se pueden utilizar para discretizar el dominio del fluido, que nos permite simular geometrías complejas.

Además, de los modelos de discretización de orden superior, se pueden aplicar fácilmente para aumentar la precisión de la solución con un número de rebanadas limitado. Nuestra formulación nos permite introducir el suelo con sus propiedades de una manera sencilla, y por lo tanto el método puede ser fácilmente extendido para el análisis de materiales no homogéneos.

## 5 MODELO DE MAPAS DE PELIGROSIDAD

Para la aplicación y el desarrollo del modelo de mapa de peligrosidad que se pretende en la presente tesis, utilizamos un Sistema de Información Geográfica SIG (ArcGis 10.2.1) como herramienta de compilación, recorte y análisis para obtener las curvas de nivel y la topografía del área de estudio, mediante mapas ráster extraídos del Instituto Geográfico Nacional (IGN), en este caso para la zona de Marbella.

En las imágenes ráster se calculan las curvas de nivel mediante una imagen en mapa bits, conocida como imagen matricial con el sistema de coordenadas UTM para la zona europea de uso horario 30 N, de 1989, que corresponde a la ilustración 5.1.; una vez optimizado el mapa del área de estudio, se ha procedido a la utilización de la herramienta de análisis 3D del programa informático Arcgis mediante la subrutina TIN (Triangle Irregular Network), para crear una malla triangular y la superficie topográfica del terreno a analizar, es decir se crea el mapa MDT (Modelo digital del terreno).



*Ilustración 5.1 Mapas de máximas pendientes obtenidos en el programa informático ArcGis-10, de Esri. TIN generado con el programa informático ArcGis con información de alturas de la zona de estudio analizada en el presente trabajo.*

Con esta operación obtenemos el plano de alturas con el programa informático ArcGis, según la ilustración 5.1, donde podemos observar lo abrupto del territorio analizado. En todo momento se ha utilizado el sistema MDT, modelo digital del terreno.

Se ha caracterizado en cartografía los deslizamientos y desprendimientos de rocas registrados en la región analizada, tanto recientes como más antiguos. Con base en esta investigación se ha realizado un mapa geológico de zonificación que predice los procesos de geodinámica futuros (Franks, 1999).

Hay que diferenciar entre el deslizamiento en roca masiva, es decir el propio macizo rocoso y el del suelo superficial que existe sobre este, que se trata en el cálculo como un suelo. Dicho manto superficial consta de depósitos de cuerpos continuos, donde las masas deslizadas se movilizan sobre superficies de roca inferior. Tales deslizamientos son denominados reptales o planares.

Los deslizamientos de ladera son procesos naturales que conllevan un riesgo geológico, que por su repercusión es variable dependiendo de la zona donde ocurra, su riesgo será más alto si este se produce en una zona de población o infraestructuras. Es importante distinguir entre riesgo y peligro, un riesgo trae consigo necesariamente un peligro, pero un fenómeno peligroso como es el caso de los deslizamientos, no trae consigo siempre un riesgo para la población, ya que muchas veces estos se producen en zonas no pobladas.

Dicho esto hay que diferenciar entre peligrosidad y vulnerabilidad, la peligrosidad es la probabilidad de que ocurra un fenómeno potencialmente perjudicial, en este caso un deslizamiento de terreno. La vulnerabilidad nos mide el grado de afectación al territorio por la ocurrencia de ese fenómeno peligroso; en este caso es de vital importancia tener en cuenta este concepto en una zona donde haya edificaciones e infraestructuras. Dicho esto sea ha desarrollado una metodología para la confección de mapas de peligrosidad para prevenir deslizamientos en el futuro en estas zonas de abrupta orografía y pendiente (Ayala-Carcedo y Corominas, 2002), que son de importancia cuando están pobladas o pasan infraestructuras.

En los últimos tiempos, es importante el crecimiento que se ha producido en las ciudades, como consecuencia de la burbuja inmobiliaria y por ende la expansión de las construcciones hacia las afueras de la misma en las zonas con topografía abrupta; en el caso que nos ocupa en la Costa del Sol, al estar la Cordillera Bética rodeando la zona costera, hace que el impacto sea mayor para estas zonas de escarpada orografía. En esta zona mediterránea de relieves montañosos cercanos al mar, se proyecta y construyen edificaciones con diseños arquitectónicos que destacan buscando las vistas al mar, en zonas cercanas a taludes pronunciados. Es recomendable, como paso preliminar, que en este tipo de proyectos se proceda a un análisis de estabilidad de taludes,

evaluando en su caso, con los métodos que aquí se proponen en la presente tesis, la viabilidad o no de un proyecto en la zona analizada.

Hay grupos de población que, por su economía más reducida, optan por adquirir terrenos en zona de laderas con pendientes muy pronunciadas sobre todo en países en vías de desarrollo, ya que el costo de estas parcelas a priori es más bajo; esta circunstancia también se extiende en países desarrollados como es el caso de España, donde hay grupos de población que prefieren el aislamiento y buscan este tipo de parcelas en pendiente y urbanizaciones aisladas, donde las pendientes y alturas nos permiten vistas al mar muy cotizadas, de ahí que aumente la vulnerabilidad de estas edificaciones ante estos fenómenos de deslizamiento de terrenos, en zonas donde antes no se construía con tanta profusión. Sin lugar a dudas, la planificación y construcción de todo proyecto de ingeniería o arquitectura en terrenos de pendiente pronunciada, debe ser analizada de manera muy detallada, con el fin de no generar estructuras inestables que produzcan daños personales y materiales incontrolados.

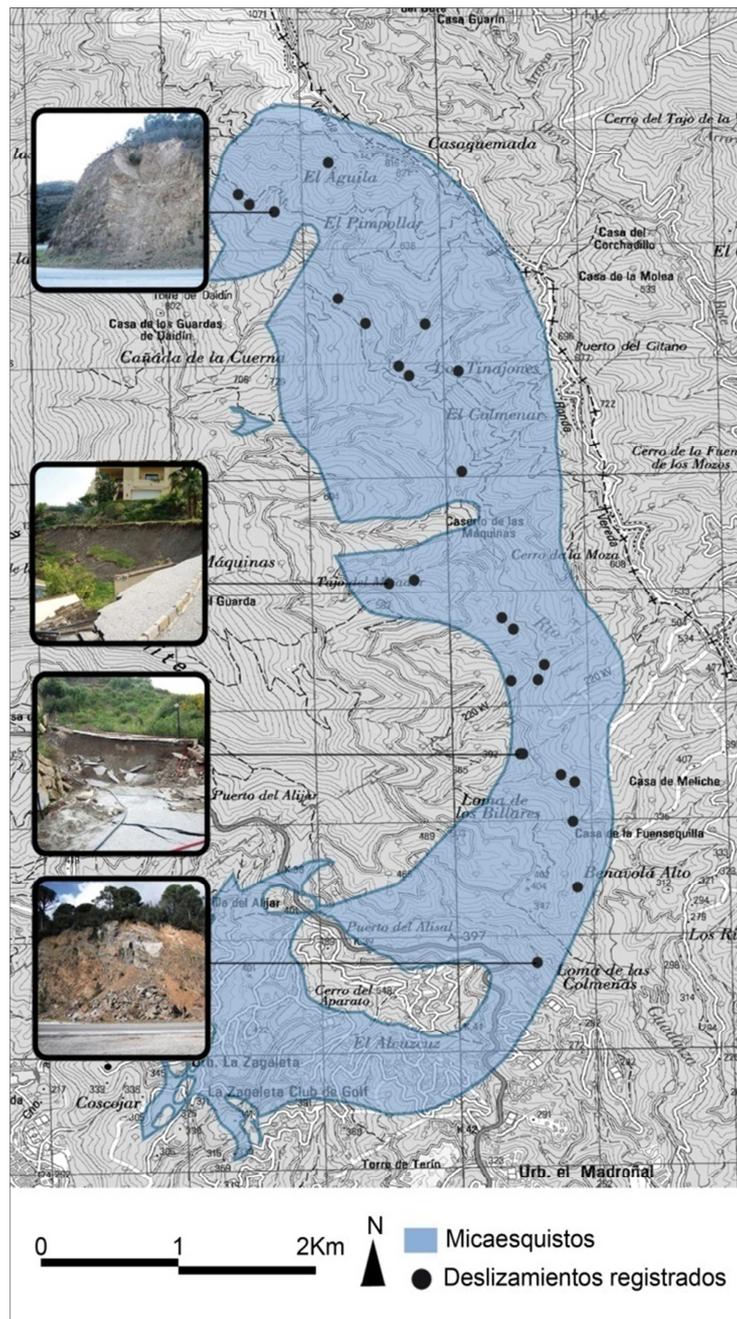
Por todo ello es indispensable analizar la estabilidad de la zona, teniendo muy en cuenta la información S.I.G. (ArcGis-10, 2012), como paso inicial antes de realizar cualquier proyecto. En este análisis, se deberá realizar un perfil geotécnico del terreno, con los diferentes estratos de suelo y se simulará la construcción de la edificación objeto de proyecto, con la inclusión de las cargas verticales que transmitiría si se construyera, para hacer un análisis lo más cercano a la realidad. En el presente capítulo se integra la tecnología SIG y el estudio de mecánica de suelos clásico, obteniendo los factores de seguridad de laderas ante efectos estáticos (Cruden y Varnes, 1996), así podemos determinar el potencial de posibles deslizamientos en masa sobre laderas en los mapas de peligrosidad.

Como ya se ha manifestado anteriormente los deslizamientos de ladera en zonas montañosas suelen ocurrir después de intensas lluvias y precipitaciones (Dai y Lee, 2002), de ahí la importancia de su previsión para evitar daños materiales y su repercusión en lo referente a pérdidas humanas. Es de vital importancia en este tipo de topografía abrupta, delimitar las zonas susceptibles a inestabilidad de taludes propicias a los deslizamientos de ladera; para preservar la seguridad de las personas y facilitar su rescate en el caso de emergencias. Una mejor planificación urbanística del territorio en zonas montañosas contribuye a este fin, de ahí la importancia de este trabajo para el planeamiento urbanístico sostenible.

En este caso, se ha analizado el territorio afectado por los deslizamientos masivos de tierra, mediante un análisis práctico y teórico, utilizando un modelo basado en la mecánica de suelos (Zhang et al, 2014). Se han desarrollado mapas de riesgo a deslizamientos, mediante la superposición de dos factores, el geológico y el topográfico. Para este tipo de mapas, se pueden

usar modelos estadísticos (Ayalew y Yamagishi, 2005) o basados en las ecuaciones de la mecánica y estática, como el desarrollado en el presente trabajo, modelo que luego nos ha confirmado los datos estadístico iniciales.

Para hacer un contraste fiable entre los datos reales y los obtenidos por los métodos de cálculo desarrollados en los anteriores capítulos, se ha confeccionado un levantamiento topográfico de los puntos donde se ha producido deslizamientos, conforme a la ilustración 5.2. del presente capítulo, que coinciden con macizos rocosos de micaesquisto del Complejo Alpujárrides, como se aprecia en la referida ilustración mediante la zonificación celeste.



**Ilustración 5.2.** Mapa de ubicación de los deslizamientos de tierra registrados en el área de análisis desde 2009 a 2010, asociados a la infiltración de agua de lluvia.

La fiabilidad de los mapas de riesgo a deslizamientos, depende principalmente de la cantidad y calidad de los datos disponibles, la escala de trabajo y de la metodología de análisis empleada (Zhang et al, 2014).

Para confeccionar los referidos mapas de riesgo a deslizamientos de tierras, se ha utilizado un método analítico de ecuaciones basados en la teoría de la mecánica y estática (Shutton, 1989).

Para este tipo de cálculo, es necesario tener los parámetros de corte del terreno predominante en el área de análisis a deslizamientos, en este caso el micaesquisto del Complejo Alpujarride (Blumenthal, 1949). Se genera en este trabajo una metodología para analizar este tipo de fenómeno de geodinámica, mediante tecnología S.I.G. (Sistema de Información Geográfica) (Ayalew y Yamagishi, 2005), donde la superposición de capas de información es fundamental.

La zona afectada por los siniestros se encuentra en laderas con pendientes que llegan a los 29 °. La altura del área de estudio va desde el nivel del mar hasta altitudes superiores a los 500 m, con pendientes y cambios de nivel pronunciados. La geología de este macizo rocoso está dominada por rocas metamórficas.

En los terrenos con fuerte orografía como el objeto del presente estudio, donde predomina un afloramiento del sustrato rocoso, compuesto por basamentos de micaesquisto, se suelen producir episodios de remoción en masas y erosión del sustrato rocoso superficial (Ferrer y González de Vallejo, 1999); como consecuencia de estos procesos se genera un material externo de menor cohesión, que sirve de cobertura a ese basamento rocoso.

Este sustrato rocoso erosionado, se forma en forma de depósitos superficiales, que en las zonas analizadas en los mapas de peligrosidad, tienen una profundidad y extensión variable, dependiendo de las vertientes de este territorio.

Como se ha apuntado con anterioridad, es de vital importancia en los análisis de estabilidad los mantos de cobertera y afloramientos superficiales; en particular, en aquellos casos en los que se ha producido deslizamientos masivos. Los mantos deslizados con mayor potencia, se encuentran ubicados tanto en los márgenes del Arroyo del Blanco, como de los arroyos secundarios. Como ya se ha indicado, estos mantos deslizados pertenecen a depósitos y escombros de los propios taludes, deslizamientos antiguos y recientes, los cuales se han generado en el perfil de meteorización de las rocas del basamento.

En general estos depósitos están constituidos por una mezcla heterogénea de bloques y gravas angulares a subangulares, de litología relacionada con la roca madre que forma el esquisto. Los

espesores ( $Z$ ) de los sustratos de esquistos deslizados en los taludes, varían entre 1,00 y 3,00 m de profundidad en los cortes estudiados.

## 5.1 Modelo morfológico de los deslizamientos

Los deslizamientos de ladera tienen unas características comunes:

1. Cabecera u origen del deslizamiento, que se define como una superficie de rotura laminar, con una pendiente descendente en el sentido del derrumbe (Cruden y Varnes, 1996).

Se han puesto de manifiesto en esta zona, deslizamientos de laderas de dos tipos, unos producidos directamente en el material vegetal superficial de cobertura, erosionado y meteorizado, paralelo al basamento de esquistos, con menos repercusión debido a su escaso espesor y otros de superficie circular de mayor incidencia por su superior espesor, ligados directamente con la infiltración de agua de lluvias, al haberse infiltrado de forma permanente (Zhou et al, 2014) a través de los taludes.

Las intensas precipitaciones y la excesiva infiltración en los taludes afectados han sido determinantes en este proceso de inestabilidad de taludes en el área estudiada. En esta sección nos centraremos en los deslizamientos reptales, que son los paralelos al basamento del macizo rocoso que constituye la capa superficial altamente permeable sobre los macizos rocosos de esquistos.

### 5.1.1 Ecuaciones y ensayos de equilibrio

Para poder analizar los deslizamientos masivos surgidos, es importante disponer de los parámetros geotécnicos del material predominante en la zona, en este caso el micaesquisto. Sobre este tipo de roca metamórfica, predominante en el Complejo Alpujárride de la Cordillera Bética, se han realizado diversos ensayos de laboratorio y mecánica de rocas, tras la extracción in situ de los testigos homologados.

El análisis de estabilidad de laderas propuesto en el presente capítulo se basa en el concepto de que a menos que la resistencia al esfuerzo cortante en cada superficie crítica del suelo analizado, sea mayor que la resultante de todas las fuerzas de corte que actúan sobre esta superficie crítica, la ladera deslizará (Shutton, 1989).

Para realizar los ensayos de las muestras obtenidas in situ en el laboratorio, se ha tenido en cuenta la diferencia entre una estabilidad a corto plazo y otra a largo plazo. Si lo que se pretende es la estabilidad a largo plazo, para desarrollar los mapas de riesgo a los deslizamientos mencionados,

los parámetros de resistencia a esfuerzo cortante que se deben usar para el cálculo de estabilidad, son los determinados en laboratorio mediante ensayo de corte directo consolidado y drenado (González de Vallejo et al, 2002); es decir la cohesión ( $c_d$ ) y el ángulo de rozamiento interno ( $\phi_d$ ), ya que hay que tener en cuenta el factor tiempo para la consolidación del terreno.

Para completar las estaciones geomecánicas realizadas en el inventario de taludes, se han tomado muestras de la matriz de micaesquistos extraídas in situ, coincidiendo con zonas de debilidad y discontinuidad. Se ha realizado cortes directos con drenaje en laboratorio, conforme al diagrama tensión-deformación de la ilustración 2.27 del capítulo 2.

La muestra de suelo obtenida se ha ensayado mediante corte directo, teniendo en cuenta la matriz rocosa y sus discontinuidades, este esquisto es un material brechificado, derivado del dinamometarmorfismo de esta roca, que se traduce en su trituración de la roca debido al desplazamiento. Los esquistos estudiados tienen planos de esquistosidad e intercalaciones arcillosas.

El resumen de los ensayos de laboratorio descritos y las estaciones geomecánicas RMR de Bieniawski (Bieniawski, 1989), da como resultado para el Micaesquisto-Alpujarride, los resultados reflejados en la Tabla 5.1.

Parámetros Micaesquisto-Alpujarride	Resultado medio	Unidades
$(\phi)$ (Ángulo rozamiento interno)	38.36	Grados
<b>C</b> (Cohesión)	33000	N/m <sup>2</sup>
$\gamma_s$ (Peso específico p. solidas)	28000	N/m <sup>3</sup>
$\gamma_a$ (Peso específico aparente)	25530	N/m <sup>3</sup>

**Tabla 5.1.-** Parámetros geotécnicos del Micaesquisto-Alpujarride analizado, teniendo en cuenta las estaciones geomecánicas practicadas y los ensayos de laboratorio del presente estudio.  $\phi$  = ángulo de rozamiento interno,  $C$  = cohesión,  $\gamma_s$  = Peso específico partículas sólidas,  $\gamma$  = Peso específico seco.  $\gamma_a$  = Peso específico aparente.

Como ya se ha descrito, tenemos ya los parámetros efectivos y residuales de corte del esquisto, incluido los pesos específicos y densidades, obtenido mediante ensayos de laboratorio y estaciones geomecánica; con estos datos se ha calculado el ángulo crítico de las laderas deslizadas de esquisto, mediante la ecuación 5.1 (Shutton, 1989):

$$F = \frac{c' + z(\gamma - m\gamma_w) \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} \quad (5.1)$$

En el modelo de ladera infinita utilizado, hay que tener en cuenta cinco parámetros:

1. La masa y superficie de terreno susceptible a deslizar y el nivel freático, que se estima paralelo a la superficie.
2. La superficie de deslizamiento de la ladera; se considera de dimensión infinita.
3. Se considera una sola capa de terreno.
4. El terreno debajo del nivel freático está totalmente saturado.
5. El método de análisis es 2D.

Los resultados del ángulo crítico al deslizamiento de laderas de esquisto se resumen en la tabla 5.2, para diferentes profundidades del estrato deslizado ( $Z$ ); se distinguen tres situaciones: ladera saturada ( $m=1$ ), parcialmente saturada ( $0 < m < 1$ ) o seca ( $m=0$ ).

Este modelo de infiltración de agua en los taludes susceptibles al deslizamiento se define mediante el efecto paramétrico del nivel de saturación del talud; la variable ( $m$ ) determina la condición de seco a saturado, por el factor de infiltración de lluvias, dependiendo si  $m=0$  (estado seco) y  $m=1$  (estado saturado).

Con esta variable, podemos determinar el ángulo crítico del talud susceptible a deslizar ( $\beta$ ), teniendo en cuenta si estos, están secos o saturados, mediante el factor ( $m$ ), que determina el grado de infiltración por precipitaciones de lluvias, como podemos observar en la tabla 5.2.

Ángulos Críticos ( $\beta$ ) Taludes Saturados (lluvias torrenciales)			Ángulos Críticos ( $\beta$ ) Taludes parcialmente saturado (lluvias moderadas)			Ángulos Críticos ( $\beta$ ) Taludes Secos (sin lluvias)		
$m=1$	$Z=3$	$\beta= 29.02^\circ$	$m=0.5$	$Z=3$	$\beta=34.73^\circ$	$m=0$	$Z=3$	$\beta=40.33^\circ$
$m=1$	$Z=2$	$\beta= 30.05^\circ$	$m=0.5$	$Z=2$	$\beta=35.76^\circ$	$m=0$	$Z=2$	$\beta=41.32^\circ$
$m=1$	$Z=1$	$\beta= 33.12^\circ$	$m=0.5$	$Z=1$	$\beta=38.84^\circ$	$m=0$	$Z=1$	$\beta=44.30^\circ$

**Tabla 5.2.-** Análisis del ángulo crítico ( $\beta$ ) de las pendientes de los taludes y laderas formadas por Micasquistos Alpujárrides para deslizamientos paralelos a la superficie, utilizando el método de ladera infinita (Shutton, 1989), en relación con la profundidad del sustrato deslizado ( $Z$ ) y al grado de saturación del talud ( $m$ ), (seco, parcialmente saturado o saturado por el agua de lluvia:  $m = 0$  hasta  $m = 1$ ). El cálculo se realiza para un espesor medio del sustrato deslizado  $Z = 3$  m, se puede apreciar como los valores de los ángulos críticos de los taludes analizados se reducen considerablemente por el efecto de infiltración y saturación del terreno, mediante el factor  $m$ .

En el caso que nos ocupa, los taludes han estado sometidos, a una infiltración de agua permanente,  $m = 1$ , debido a las excepcionales lluvias acaecidas; provocando que el nivel freático haya subido hasta la superficie, esto supone que el ángulo crítico de estabilidad del talud ( $\beta$ ), de la

ladera, debe suavizarse para cumplir los requisitos de estabilidad y seguridad necesarios, conforme a la tabla 5.2.

Teniendo un factor de seguridad al deslizamiento en una ladera de  $F = 1$  y un valor de cohesión,  $c=0$ , es decir sin cohesión para esta capa superficial de esquisto meteorizado sobre el macizo rocoso que sirve de cobertera superficial, hay que calcular la estabilidad de esta capa como si fuera un suelo y no una roca. Es decir para el cálculo de estabilidad de estas capas aplicamos la ecuación 5.2:

$$\tan \beta = \tan \phi \quad (5.2)$$

Es decir en estos casos concretos de terreno de cobertera, el ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ), del esquisto analizado coincide con el ángulo crítico al deslizamiento del talud ( $\beta$ ).

Esto supone que la inclinación de la ladera ( $\beta$ ) para que sea estable, no puede ser mayor que el ángulo de rozamiento interno del material ( $\phi$ ); que para el caso analizado del Micaesquisto-Alpujárride sería de  $\beta = 38,36^\circ$ . Este valor de cohesión para la ladera analizada de  $c=0$ , también se debe tener en cuenta cuando ya se ha producido un deslizamiento inicial del sustrato rocoso previo, es decir para valores residuales. Se ha comprobado mediante ensayo de laboratorio de corte directo que la cohesión residual es prácticamente 0 para el esquisto Alpujárride.

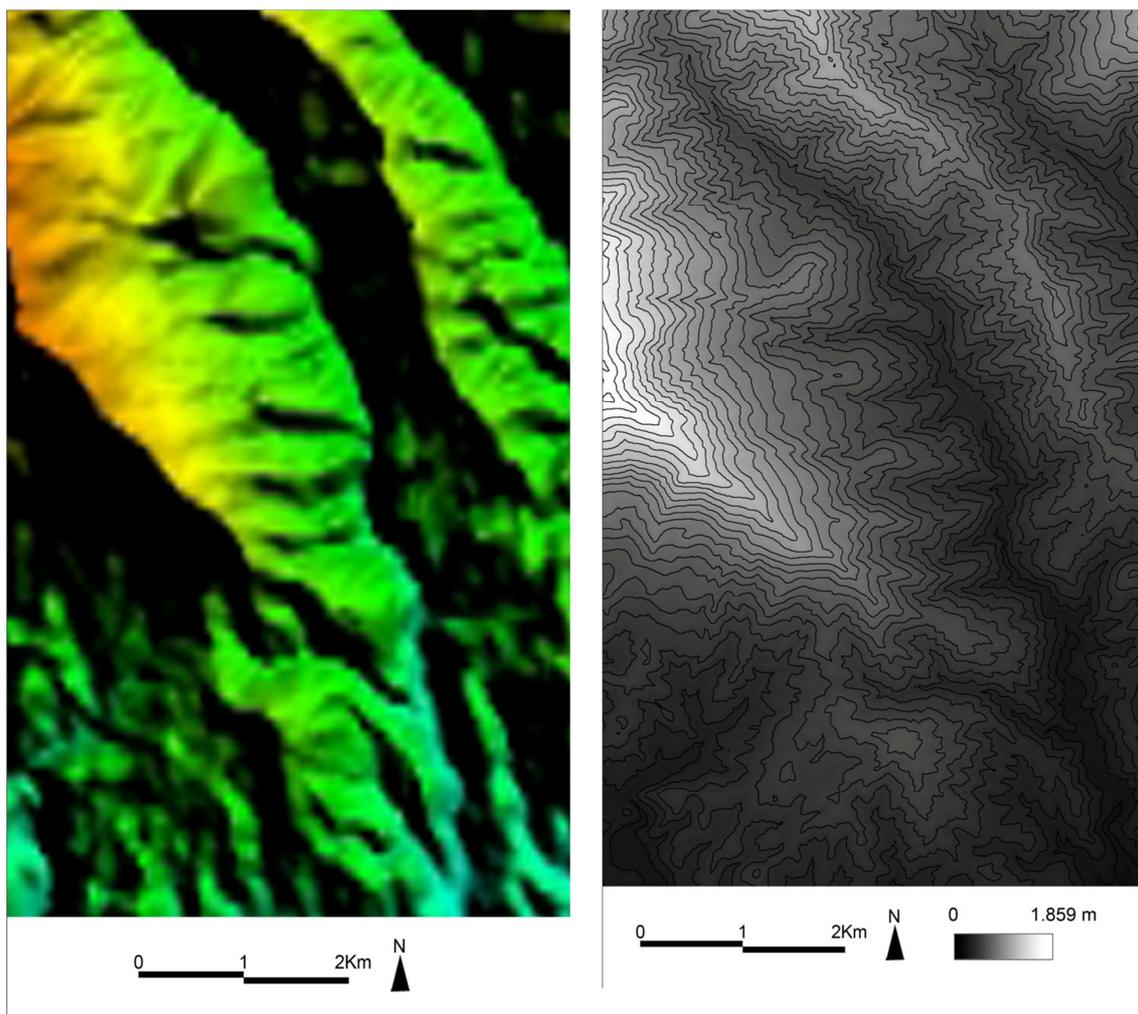
Para este tipo de suelo de cobertera superficial, en caso de lluvias intensas como las sucedidas, el ángulo del talud estable podría ser incluso inferior que el ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ), conforme a:

$$\tan \beta = \gamma_{sumergida} / \gamma_{sat} * \tan \phi \quad (5.3)$$

En terrenos escarpados y con la frecuencia de las tormentas que se produjeron en 2009-10, la ocurrencia de deslizamientos aumentó exponencialmente, como se demuestra en los taludes analizados en el rango de seco a saturado, donde el ángulo crítico del talud estable se reduce considerablemente conforme a los resultados de la Tabla 5.2. Para analizar este fenómeno se han desarrollado mapas de peligrosidad al deslizamiento, donde se marcan zonas susceptibles a procesos de geodinámica en el futuro, son desarrollados con el modelo de ladera infinita, teniendo en cuenta la frecuencia y la localización de deslizamientos ocurridos en la zona. La longitud, el ángulo y el alcance de los deslizamientos se definen como el ángulo de la línea que conecta la cabeza del frente del corrimiento y el pie de la masa desplazada. Este trabajo es de gran interés para su utilización en la descripción del comportamiento de la masa deslizada en laderas. En los cálculos, el ángulo crítico de ladera estable se ha desarrollado para un factor de seguridad  $F = 1$ ; para  $F < 1$ , estaríamos ante un talud deslizante. Estos datos se han representado en los mapas de peligrosidad, mediante el sistema SIG, utilizando el software ArcGIS-10.2.

## 5.2 Modelo de mapa de riesgo a deslizamientos

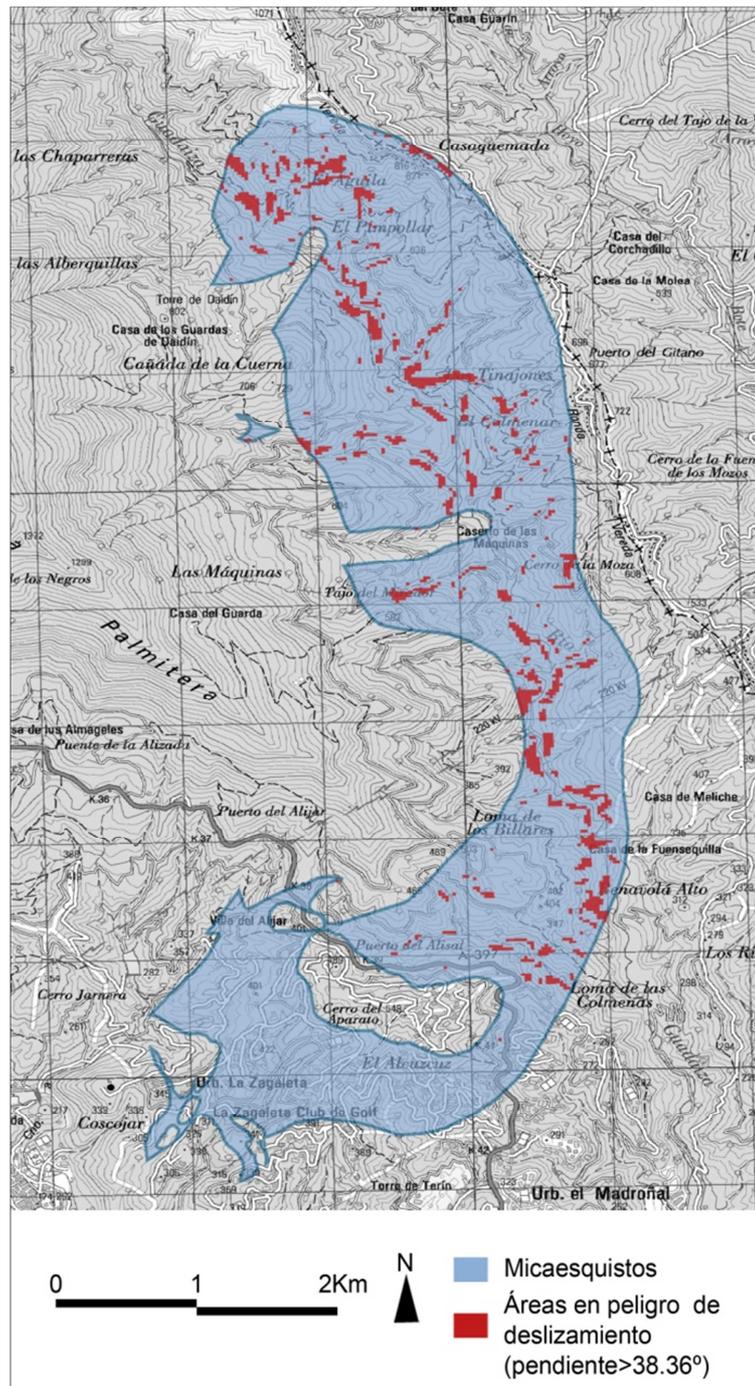
La evaluación de los peligros asociados a deslizamientos masivos en una zona de actividad geodinámica, constituye un instrumento imprescindible para minimizar las pérdidas potenciales, especialmente en lo referente a las personas, las infraestructuras y las edificaciones. En concreto, se pretende predecir y definir con precisión, dónde y cómo se producirán procesos geodinámicos en el futuro, con objeto de adoptar las medidas necesarias para la protección de la población y en lo posible, de los bienes e infraestructuras, con sistemas de alerta. Lo primero es determinar un plano de pendientes, a partir de un mapa ráster (ilustración 5.3).



*Ilustración 5.3. Mapa RASTER, en coordenadas ETRS-89, UTM-30, extraído del Instituto Geográfico Nacional, de la hoja número 1065, [www.ign.es](http://www.ign.es).*

Se ha utilizado en el presente trabajo la tecnología SIG (Sistema de Información Geográfica), mediante el programa informático ArcGis-10, donde, a partir de un modelo digital del terreno (MDT) facilitado por el IGN (Instituto Geográfico Nacional), generamos una serie de imágenes ráster, donde hemos obtenido directamente los ángulos de las pendientes de las laderas ( $\beta$ ) en la

zona analizada; estos ángulos ( $\beta$ ) son determinantes para luego poder clasificar en los mapas de peligrosidad propuestos la susceptibilidad de las laderas al deslizamiento, mediante ese ángulo crítico de estabilidad mínimo ( $\beta$ ), a partir del cual la ladera se hace inestable.



**Ilustración 5.4.** Mapa de peligrosidad, con la zonificación en azul del suelo de cobertura del micaesquisto, con una cohesión 0. El ángulo crítico al deslizamiento en tal caso es de  $\beta = 38,36^\circ$ , que es el valor del ángulo de rozamiento interno de este suelo, analizado en laboratorio.

El método propuesto para determinar el ángulo crítico ( $\beta$ ) es el denominado método de ladera infinita ya descrito. Este método propuesto confirma la susceptibilidad de laderas ya deslizadas en el área de estudio del presente trabajo.

Hay que diferenciar entre el deslizamiento planar del micaesquisto, que tiene cohesión, con espesores detectados de hasta 3,00 m de profundidad y el sustrato superficial de cobertura del basamento rocoso de menos de 1,00 m de espesor; en el segundo de los casos, su cálculo se realiza mediante la consideración de un suelo y no un sustrato rocoso; en ese caso la hipótesis nos da una cohesión para este suelo a efectos de cálculo de valor  $c=0$  y en principio debido al reducido espesor de las capas deslizadas, tiene menor incidencia en la seguridad de las personas, (ilustración 5.3).

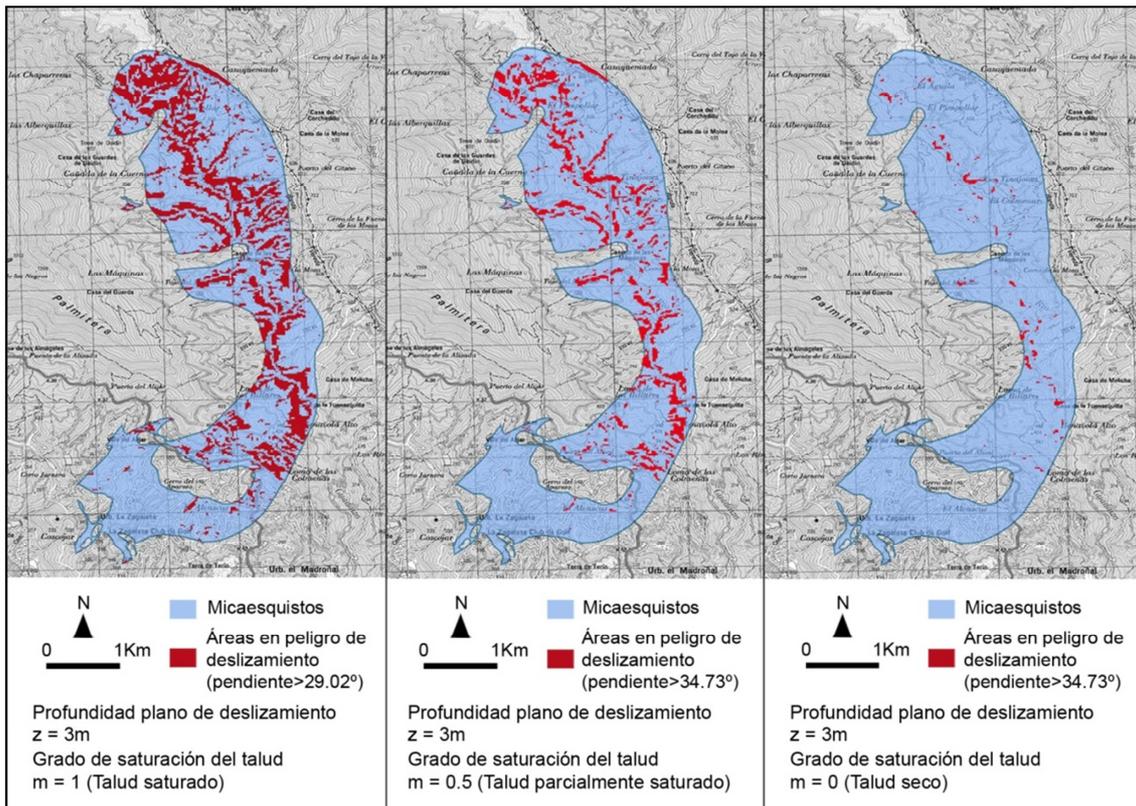
Este manto de sustrato rocoso de hasta 3,00 m de profundidad se movilizan sobre superficies de basamento inferior: estamos ante deslizamientos reptales o planares. Los estudios de evaluación de peligrosidad geodinámica (Cruden y Varnes, 1996), reflejan que los deslizamientos planares son potencialmente destructivos y es importante tener un estudio previo, mediante mapas de peligrosidad, para mitigar los daños personales y materiales.

Para confeccionar los mapas de peligrosidad al deslizamiento de ladera que podemos observar en la ilustración 5.4 usando los ángulos críticos ( $\beta$ ) de las laderas susceptibles a deslizar, se ha aplicado una herramienta de recorte del área del esquisto, con respecto a otros suelos y rocas de la zona; en este caso se ha utilizado la metodología mediante el coloreado de las laderas con pendientes y ángulo crítico ( $\beta$ ) a deslizamientos, conforme al estudio realizado en la tabla 5.2 del presente trabajo, donde se tienen en cuenta varias hipótesis en cuanto a la profundidad y grado de saturación de las laderas analizadas, teniendo en cuenta en este caso la pluviometría excepcional del año hidrológico 2009-2010.

Se ha realizado el mapa de peligrosidad al deslizamiento para una profundidad  $Z = 3$ , que es el caso más desfavorable, para los tres casos existentes de saturación e infiltración de agua de lluvia en los taludes  $m = 1$  (saturado),  $m = 0,5$  (parcialmente saturado) y  $m = 0$  (seco), conforme a la ilustración 5.5.

Se puede observar cómo repercuten las lluvias torrenciales en los procesos de deslizamientos de taludes, donde en estado seco con un ángulo  $\beta = 34,73^\circ$ , serían estables las laderas y después de una continuada sucesión de lluvias torrenciales como las ocurridas en Marbella, baja ese ángulo estable de laderas de  $\beta = 34,73^\circ$ , hasta los  $\beta = 29,02^\circ$ , conforme a la ilustración 5.5.

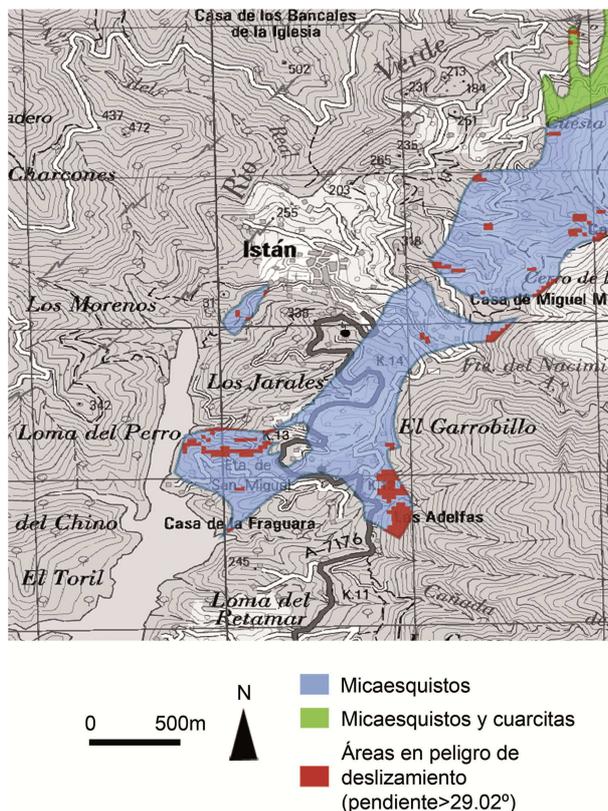
Para la elaboración del mapa de peligrosidad de la ilustración 5.5, se ha utilizado el sistema SIG (Sistema de Información Geográfica), (Trusdell, 2005), con los planos MDT 25 (Mapas Digital Terrestre), facilitados por el IGN (Instituto Geográfico Nacional), georreferenciado en coordenadas ETRS-89 para la Península Ibérica.



**Ilustración 5.5.** Mapa de peligrosidad al deslizamiento realizado con la aplicación informática ArcGis-10.2, señalando la ubicación de las zonas con peligro al deslizamiento reptal en el territorio. Se ha tenido en cuenta la profundidad más desfavorable, en este caso  $Z = 3,00$  m, al tener mayor espesor son las capas superficiales que tienen mayor impacto en estas laderas de esquistos meteorizado. Para analizar la influencia de la pluviometría se ha tenido en cuenta en los cálculos diferentes grados de saturación del suelo ( $m$ ) que conforma la ladera; el factor  $m$ , depende de la infiltración en el talud, por las precipitaciones acaecidas en el área en período 2009-10; estas zonas susceptibles a deslizamiento coinciden en líneas generales con la ilustración 5.2., donde se han indicado los deslizamientos registrados en la zona, después de las lluvias torrenciales de 2010, que tuvieron gran impacto en la Costa del Sol (Málaga).

Como se puede apreciar en la ilustración 5.5., hay una disminución del ángulo crítico  $\beta$  del talud considerable después de un proceso como el ocurrido en la zona de Marbella en el período hidrológico 2009-10, así obtenemos una zonificación en los mapas de las zonas con peligro a deslizar (Varnes, 1984).

Una vez definidas las zonas con mayor probabilidad de deslizamientos en estado saturado y por ende de los peligros previsibles ante lluvias torrenciales continuadas, estos datos se cruzan con las concentraciones de población e infraestructuras en el área de estudio, como es el caso de la población de Istan, cercana a Marbella, ilustración 5.6., donde podemos ver zonas con espesores de deslizamientos reptales de  $Z=3$  m, con peligro de deslizamiento en áreas urbanizadas.



**Ilustración 5.6.** Zoom del Mapa de peligrosidad de la ilustración 55. Donde podemos apreciar zonas inestables a las afueras del municipio de Istán, circunstancia a tener en cuenta en su planeamiento urbanístico para la seguridad de las edificaciones afectadas.

Así podremos evaluar con el presente trabajo el riesgo geodinámico futuro en zonas urbanizadas, con su repercusión en pérdidas de vidas, propiedades e infraestructuras; de gran interés en el desarrollo urbano de la población a efectos de planeamiento y crecimiento de las poblaciones.

El procedimiento desarrollado en este trabajo, se puede extender a otros territorios siempre y cuando tengamos los datos morfológicos, hidrológicos, geológicos y geotécnicos del material. En este caso este material analizado, nos hace que este estudio sea extensible a una gran extensión de territorio, concretamente el que comprende el esquisto del Complejo Alpujárride, material predominante en el Sureste de la Península Ibérica y en el Norte de África.

Es importante en este apartado la definición del concepto peligro o riesgo natural, ya sea como la probabilidad de que una condición razonablemente estable podría cambiar bruscamente a inestable (Sheidegger, 1994), o como la probabilidad potencial de un hecho perjudicial que pueda ocurrir dentro de un área determinada y en un determinado período de tiempo, (Cruden y Fell, 1997). Esta última sigue siendo en los foros científicos la definición más ampliamente aceptada para la física del peligro y para los mapas que retratan su distribución sobre una región.

La definición incorpora los conceptos de magnitud, ubicación geográfica y la recurrencia del tiempo. La primera se refiere a la dimensión e intensidad del fenómeno natural que condiciona su

comportamiento y el poder destructivo; la segunda implica la capacidad de identificar el lugar donde el fenómeno puede ocurrir; la tercera se refiere a la frecuencia temporal del evento.

Estos parámetros son los que se ha perseguido en el presente trabajo para la zona de Marbella como área de estudio, donde se describen las características de deslizamiento pertinentes, y las relaciones de frecuencia de deslizamientos con los parámetros físicos que contribuyen a la iniciación de estos movimientos de tierra. La herramienta SIG utiliza, ha facilitado la aplicación del análisis, utilizando el modelo de capas de datos existentes en los planos ráster, para una vez identificados los parámetros geotécnicos del material, poder predecir la ocurrencia y recurrencia de deslizamientos en el área de estudio.

Los pronósticos generados en el presente trabajo son satisfactorios, a la vista de que coinciden prácticamente todos los deslizamientos ocurridos en el área de análisis, con los predichos en los mapas de peligrosidad desarrollados sobre la base del SIG del presente estudio, conforme a la ilustración 5.2. donde aparecen la ubicación de deslizamientos ocurridos y la ilustración 5.5. donde presentamos el mapa de peligrosidad confeccionado en el presente trabajo.

Es decir, a partir de un modelo de entorno SIG, podemos producir un mapa de deslizamientos de tierras en relación a su capacidad de ocurrir en el futuro por procesos hidrológicos. Los resultados de este estudio indican que el modelo es útil y conveniente para la escala adoptada en este estudio, sin embargo se puede hacer extensivo a áreas mayores como las ya mencionadas.

El terreno escarpado y la frecuencia de tormentas, hacen que la ocurrencia de deslizamientos de terreno natural en esta zona sea probable. En este trabajo se ha utilizado una base de datos, compilada sobre todo a partir de mapas digitales existentes y fotografías aéreas, para describir las características físicas de deslizamientos de tierra y las relaciones estadísticas de frecuencia de deslizamientos con los parámetros físicos que contribuye a la iniciación de deslizamientos de tierra en esa área analizada.

Esta base de datos mediante la utilización de SIG en mapas de peligrosidad, nos indica la inclinación de la pendiente de los taludes, su litología, altitud, orientación de la pendiente y el uso del suelo, estos parámetros son de vital importancia para la predicción de la inestabilidad de las laderas.

En el presente trabajo se han delimitado las zonas susceptibles de deslizamientos de tierra en el área de estudio; estos mapas son de esencial importancia, para determinar las actividades de uso del territorio; concretamente en la toma de decisiones en parcelas ubicadas en zonas montañosas.

Se han realizado varios mapas, que representan la distribución espacial inestable, teniendo en cuenta una hipótesis de profundidad del sustrato deslizado, conforme a la tabla 5.2. En esta tabla tenemos los parámetros físicos, que tienen influencia en la ocurrencia de deslizamientos en ladera con respecto a su infiltración de agua y grado de pluviometría. En la presente tesis, se combinan mapas de riesgos, con criterios de decisión, basados en la experiencia.

La superficie de terreno con pendiente de ladera mayor  $\beta=29,02^\circ$  representa el 50 % de la superficie total, que es el ángulo crítico para el cual empezarían a moverse las laderas en caso de lluvias excepcionales.

Con base en esta investigación y mediante el análisis de estabilidad mediante el uso del método simplificado de ladera infinita, se ha realizado un plano de zonificación para un factor de seguridad  $F = 1,00$ , teniendo en cuenta como hipótesis los espesores de los mantos susceptible de un proceso de geodinámica.

Se incluye en este análisis la mayoría de los depósitos, como coluviones con abundante matriz, la cual desarrolla el comportamiento mecánico de estos depósitos. Tienen en general baja resistencia al corte y son susceptibles de generar deslizamientos superficiales. Como ya se ha mencionado anteriormente, la presencia de vegetación en el talud constituye un índice indirecto de su estabilidad (Hammond et al, 1992).

### 5.3 Conclusiones

En este capítulo, se ha instaurado un análisis de estabilidad de taludes muy novedoso con la contribución de la infiltración de agua de lluvia mediante el método de ladera infinita (Shutton, 1989), utilizando el sistema SIG para la elaboración de mapas de riesgo a deslizamiento de laderas (Cruden, 1991), en una zona donde se tiene constancia de deslizamientos reales, durante una etapa de intensas lluvias entre 2009 y 2010.

Este trabajo se centra en un área donde es predominante el esquisto que han sido caracterizados y analizados en el capítulo primero. La zona ha registrado numerosos deslizamientos coincidiendo con el año hidrológico en cuestión.

Los resultados indican varias áreas con un potencial de deslizamientos de ladera, en los que el factor de seguridad (F) (Shutton, 1989), es inferior a la unidad.

En principio, con la metodología propuesta en el presente capítulo, para este material de micaesquistos, podemos diferenciar las zonas susceptible de inestabilidades. Hay que tener en cuenta que muchos de los deslizamientos de tenemos constancia que se han producido, coinciden

con las zonas inestable que analíticamente contemplan los planos de peligrosidad desarrollados en la presente tesis, después de tormentas y precipitaciones intensas.

Para realizar obras de infraestructuras y construcción, este método nos señala las zonas inestables en el área analizada. En el caso de la realización de un proyecto de obras específicos, estos taludes concretos, deben ser además confirmados más detalladamente mediante un método de equilibrio límite específico que contemple la presión de poros  $r_u$ , para tener en cuenta la infiltración de agua de lluvia en el talud, como por ejemplo el método de equilibrio límite utilizado en el presente trabajo (Spencer, 1967), para confirmar el factor de seguridad inicial de los mapas de peligrosidad; teniendo en cuenta que el modelo utilizado es el de laderas infinitas, con los parámetros ya descritos.

La metodología que se describe en este estudio, mediante estos mapas de peligrosidad, nos permite de una manera rápida y fiable ver la susceptibilidad de un área a deslizamientos e inestabilidades de taludes (Montoya-Montes et al, 2012), en este caso predominantemente por lluvias intensas en la zona estudiada durante el año hidrológico 2009-2010. Este método, en el caso que nos ocupa, nos ha confirmado las zonas deslizadas reales, circunstancia que refuerza la idoneidad del modelo desarrollado en el presente trabajo.

Hay que dejar constancia de que para poder realizar estos mapas de peligrosidad, son precisos los datos iniciales tanto geométricos de las pendientes, como geológicos del material a deslizar con bastante precisión. Este procedimiento de análisis de estabilidad de laderas, es más exacto que el que solo utiliza modelos estadísticos. Es una herramienta de mucha utilidad cuando se producen catástrofes y hay que intervenir en una emergencia, donde el rescate de personas y los caminos de evacuación son determinantes.

Estos mapas de riesgo a deslizamientos serían fundamentales en los desarrollos urbanísticos, para evitar las construcciones en estas áreas inestables. Este modelo de análisis de estabilidad no pretende sustituir al método específico, que deber realizarse mediante equilibrio límite o cálculo numérico, para el cálculo de una obra determinada en ladera. Podemos observar cómo la zona analizada en el presente estudio tiene una alta susceptibilidad a la inestabilidad de laderas, que incluso afectaría ya a construcciones a las afueras de las poblaciones cercanas, como es el caso de Istán.

## 6 MEDIDAS DE PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN

### 6.1 Introducción

En este capítulo se desarrolla una serie de medidas de prevención y estabilización de deslizamientos, mediante una recopilación de diferentes técnicas para prevenir estos fenómenos; se presentan algunos de los sistemas más extendidos de prevención y estabilización de deslizamientos en laderas (Ortuño, 2004).

El objetivo más importante a la hora de realizar un estudio de estabilidad de taludes es el de establecer las medidas mínimas de prevención y control a nivel de proyecto para mitigar los niveles riesgo. Generalmente, las actuaciones más efectivas desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos es la prevención a nivel de proyecto.

Pero este análisis, en función del tipo e importancia de la estructura del edificio, debe realizarse antes incluso antes de la redacción del proyecto de arquitectura, para poder tomar en su caso todas las precauciones y medidas en el diseño arquitectónico. En definitiva, es importante definir, la viabilidad de la construcción de un edificio en la ladera analizada.

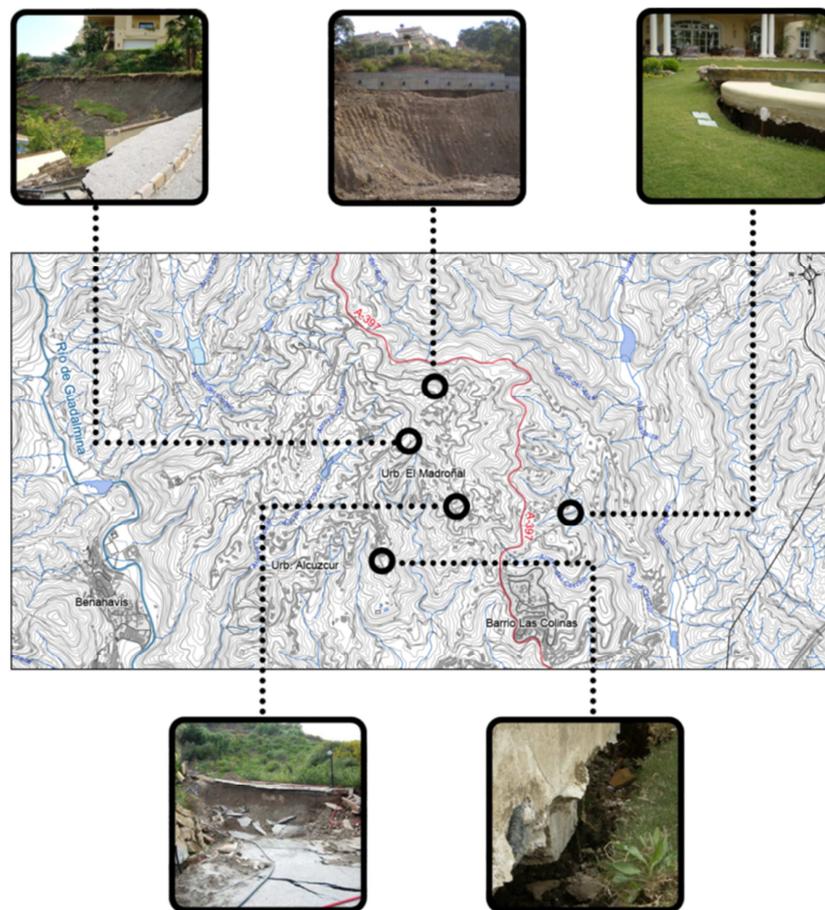
Cuando se aborda este tipo de problemática en obras ya realizadas, es común encontrar estructuras de edificios que muestran movimientos notables en la cimentación, que se traducen en grietas en paredes, vigas o pilares, debido a que no se realizó el análisis preliminar de estabilidad del talud. El terreno superficial generado por efectos de la erosión de un macizo rocoso, suele obviarse en los cálculos y en muchas ocasiones se han realizado construcciones con cimentaciones superficiales en esta capa superficial del macizos rocoso alterados formados por esquistos, lo que ha ocasionado deslizamientos reptales y considerables daños en el edificio afectado.

Se puede confirmar que no siempre se puede construir directamente en taludes o laderas, con garantías, siempre que sea posible, se realizará un espacio de protección que será determinado por el estudio geotécnico del terreno.

Dicho esto siempre es conveniente diseñar una cimentación de un edificio en estas laderas, mediante elementos de cimentación lo suficientemente profundos, conforme a las prescripciones del estudio geotécnico, que nos determinará su empotramiento en el terreno natural o roca sana. Nunca se deberá cimentar en rellenos antrópicos o suelo de meteorización rocosa (Cuevas Uronabarrechea, 1990), como son los suelos coluviales.

Esta circunstancia es una causa frecuente de los asentamientos y deslizamientos en las cimentaciones de las edificaciones en ladera. Se deberá tomar conciencia del riesgo de este tipo de construcciones y realizar todos los estudios de estabilidad del terreno iniciales, no sólo para obtener la licencias municipales, sino por seguridad de las personas que habitarán posteriormente en estas edificaciones, siempre considerando los efectos de la infiltración de lluvia en los taludes, ya que en este caso el plano de deslizamiento y el aporte de agua en los poros del suelo, disminuyen la succión matricial, que hace que se incrementen notablemente los fenómenos de inestabilidad en taludes, por la disminución de la cohesión inicial del suelo.

Sin embargo se debería definir mediante zonificación en las cartografías urbanísticas, teniendo en cuenta los mapas de peligrosidad propuestos en el presente trabajo, las áreas donde se deben prohibir las construcciones, por el riesgo que representan para la personas.



**Figura 6.1** Ubicación de los deslizamientos estudiados y sus efectos sobre las construcciones e infraestructuras en el área de estudio durante las lluvias excepcionales acaecidas en la zona en 2009-10.

Cabe señalar que es importante realizar un análisis y estudio de estabilidad de taludes previo, en los proyectos de arquitectura en ladera, teniendo en cuenta todos los parámetros que en el intervienen, además de los parámetros geotécnicos e hidrológicos del propio material, para

prevenir catástrofes materiales y humanas, estudio que no siempre se realiza en las condiciones idóneas.

Determinados investigadores (Shuster, 1996), proponen una serie de principios generales y metodologías para la reducción de amenazas de deslizamiento, utilizando sistemas de prevención. Estos sistemas requieren de políticas de estado y colaboración de las comunidades sociales.

Sin embargo, la eliminación total de los riesgos, no es posible únicamente mediante métodos preventivos, se requiere establecer medidas de control para la estabilización de taludes susceptibles de sufrir deslizamientos.

Dependiendo de las características constructivas, estructurales y de cimentación de los edificios afectados por inestabilidades, su afectación y daños tendrán una mayor o menor repercusión, de ahí la importancia de este trabajo para mitigar dentro de lo posible, a nivel de proyecto, estos fenómenos de geodinámica.

Fundamentalmente los movimientos de ladera estudiados han afectado a viviendas y viales, que como ya se ha indicado, se han construido en parcelas con fuertes pendientes. Hay que tener en cuenta en el caso de estas laderas inestables lo siguiente:

1. Los macizos rocosos que componen las laderas no suele ser uniformes; hay una capa de cobertura del macizo, formada por roca meteorizada del tipo coluvial, con una cohesión baja y espesores que van desde 0-3 m de potencia. Tiene gran importancia el nivel de terreno donde se encuentre el apoyo de la cimentación siniestrada; si es una cimentación superficial los daños son importantes o si es profunda, debería atravesar el plano de corte del terreno con los parámetros mínimos que indica La Guía para el Proyecto y La Ejecución de Micropilotes en Obras de Carreteras (Oteo y otros, 2005), en cuyo caso los daños sería a nivel de parcela y no de edificación.
2. La distribución de cargas del edificio al terreno, que supone un incremento de esfuerzos al talud o ladera de estudio.
3. El diseño estructural también es importante debido a su flexibilidad o rigidez.
4. El tener varios tipos de cimentaciones diferentes en el mismo edificio en los casos estudiados, ha agravado los daños en la edificación analizada.

En estructuras isostáticas, se ha comportado mejor la edificación que en sistemas hiperestáticos.

## 6.2 Medidas a adoptar en el proyecto

Lo primero que hay que analizar ante un proyecto de construcción sobre ladera, es un estudio exhaustivo sobre el terreno donde pretendemos construir el edificio; para ello hay que disponer de la cartografía y los datos morfogeológicos de los macizos rocosos en el caso que nos ocupa y así poder realizar un análisis de estabilidad adecuado a las características del talud.

Se debe analizar la pendiente máxima a partir de la cual podemos tener peligro de inestabilidad, mediante los cálculos de los factores de seguridad (F), si bien a continuación se van a proponer medidas correctoras al deslizamiento.

Para evitar problemas de inestabilidad en el futuro y más cuando hay personas que van a habitar las edificaciones de nueva planta, habría que tener en cuenta en los cálculos de estabilidad a nivel de proyecto para edificar o excavar, los siguientes coeficientes de seguridad:

- $FS > 1.30$  para el caso de taludes temporales (Jiménez, De Justo y Serrano, 1981).
- $FS > 1.50$  para el caso de taludes definitivos (Ayala-Carcedo y Corominas, 2002).

Los riesgos debidos a deslizamientos se pueden reducir utilizando cuatro parámetros (Kockelman, 1986):

- a. Restricciones al desarrollo en áreas susceptibles a deslizamientos.
- b. Códigos para excavaciones, explanaciones, paisajismo y construcción.
- c. Medidas físicas tales como drenaje, modificación de la geometría y estructuras para prevenir o controlar los deslizamientos o los fenómenos que los pueden producir.
- d. Desarrollo de sistemas de aviso o alarma.

La prevención permite el manejo de áreas relativamente extensas, teniendo en cuenta que estos fenómenos naturales pueden ocurrir en diversos sectores dentro de esa zona de susceptibilidad, de manera repetitiva.

La mejor estrategia para la reducción de amenazas a deslizamiento generalmente comprende la combinación de técnicas, en la que se requiere la cooperación de arquitectos, geólogos, ingenieros, propietarios de parcelas, constructores, entidades financieras, compañías de seguros y administraciones del Estado.

Para el diseño de un programa adecuado de prevención se requiere:

- a. Una base técnica completa de las amenazas y riesgos a deslizamientos.
- b. Un grupo técnico capaz de desarrollar, interpretar y manejar la información existente al respecto de las áreas susceptibles de deslizamientos, que se coordinen con los técnicos de la Administración Pública.
- c. Administraciones del Estado conocedoras y conscientes de estos problemas.
- d. Sociedad civil que comprenda el valor y los beneficios de estos programas de prevención.

Hay dos elementos principales para poder desarrollar la prevención: una base técnica completa y fiable sobre las amenazas y riesgos a deslizamientos y un estado y comunidad autónoma conscientes de los problemas y beneficio de los programas de prevención.

En España, debido a estos problemas y a la concienciación progresiva del Estado, se ha constituido la UME (Unidad Militar de Emergencias) dependiente del Ministerio de Defensa para intervenciones de emergencias.

Una vez que la prevención no ha sido eficaz, todo es más complicado incluso porque puede haber víctimas mortales; en el caso de inmuebles afectados por estos procesos y no haya funcionado la prevención, hay que proceder a actuaciones más invasivas tales como demoliciones controladas, recalce mediante la instalación de elementos de contención, tales como micropilotes y anclajes.

Uno de los métodos más extendidos para el cálculo y diseño de micropilotes (Bustamante, 1986), procede de tener en cuenta para su cálculo la carga límite de estos conforme a la ecuación 6.1.

$$Q_L = Q_P + Q_F \quad (6.1)$$

Donde se define los parámetros de un micropilote:

$Q_L$  = Carga límite en cabeza.

$Q_P$  = Resistencia por punta límite.

$Q_F$  = Resistencia por fuste.

Teniendo en cuenta que el valor de resistencia por fuste bajo tracción es igual al valor movilizable a la hora de la carga que soporta el micropilote, se obtiene la ecuación 6.2:

$$Q_F = T_e \quad (6.2)$$

Se ha tenido en cuenta en esta ecuación para obtener los parámetros un sistema de ábacos (Bustamante, 1986), que relacionan las resistencias por fuste unitarias y los golpes  $N_{30}$  de los sondeos realizados.

$$T_L = \sum \pi D_s q_s L_s \quad (6.3)$$

Donde:

$D_s$	Diámetro medio del bulbo de sellado, (m)
$L_s$	Longitud de sellado, (m)
$q_s$	Fricción lateral unitaria límite Extraído ábacos (Oteo et al., 2005), (Mpa)
$\alpha$	Parámetro de Bustamante, (-)

**Cuadro 6.1.** Descripción de los parámetros usados en el cálculo de micropilotes por el Método de Bustamante (1986).

El valor de  $D_s$  depende en primer lugar del diámetro de taladro ( $D_d$ ) así como de la naturaleza y compacidad del suelo y sistema de inyección. Para el caso que nos ocupa teniendo en cuenta que estamos ante rocas alteradas el parámetro  $\alpha = 1,1$  ; cuando se realiza la inyección del micropilote mediante el sistema IGU (inyección global unificada).

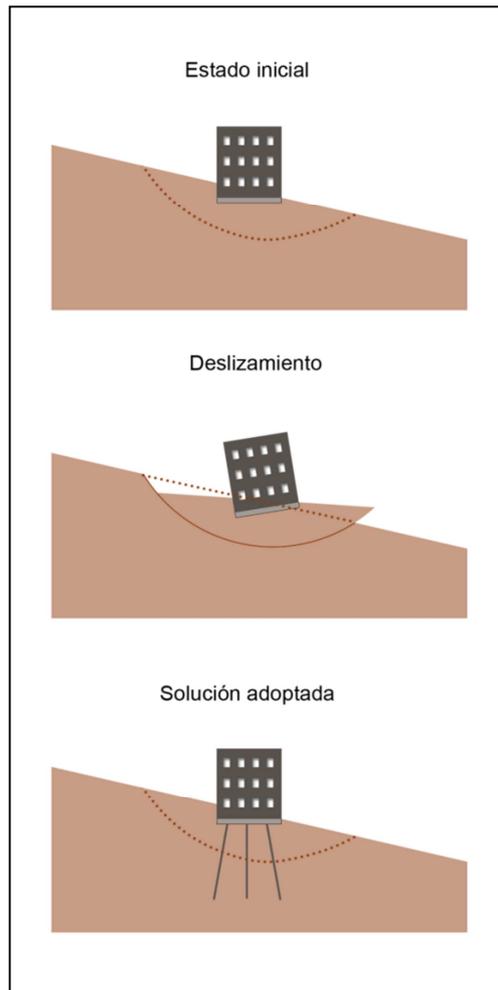
$$D_s = \alpha D_d \quad (6.4)$$

En los cálculos de cimentación se debe tener en cuenta lo prescrito por el Código Técnico de la Edificación (CTE, 2007), si bien por lo novedoso de este sistema de contención e intervención, no se refleja en la actualidad en la normativa específica de edificación.

### 6.3 Medidas de estabilización

Una vez que ha sido dañado un edificio debido a un deslizamiento de ladera, hay que analizar dependiendo del tipo de cimentación y del tipo de suelo donde se sustenta (Terzaghi, 1967), decidir si es recuperable la edificación o si directamente pasa a la situación de ruina.

Si estamos ante una ruina, lo que cabe es la demolición directa; si por el contrario estamos ante una edificación dañada pero recuperable para su uso, se deberá intervenir sobre ella y en su caso corregir el deslizamiento.



**Ilustración 6.1** Simulación esquemática de los efectos de un deslizamiento circular sobre una construcción y la propuesta técnica en su cimentación para haberlo evitado, de ahí la importancia de la prevención en este tipo de fenómeno.

Antes de tomar cualquier medida, lo primero es caracterizar geomecánicamente los taludes afectados y más cuando se trata de macizos heterogéneos como los que aquí se han analizado.

A través de la caracterización y de la zonificación en los mapas de peligrosidad, basados en la litología aflorante en la zona de estudio, se puede determinar para una ladera concreta los tipos de mecanismo de inestabilidad (Cano y Tomás, 2013) y actuación necesarios.

En el caso de la ilustración 6.1 se puede adoptar para la estabilización del talud y la edificación, la intervención directa sobre la construcción mediante micropilotes que aumentan las fuerzas estabilizadoras del talud y por ende su esfuerzo cortante. En la ilustración 6.2. podemos ver un ejemplo real de intervención mediante micropilotaje directamente sobre edificación como recalce.



*Ilustración 6.2 Imagen de una obra de estabilización de edificación, mediante micropilotaje. Fuente: fotos del autor.*

Como ya se ha manifestado a lo largo de este trabajo, en este tipo de laderas con litologías heterogéneas, es muy común que se generen inestabilidades derivadas de procesos intensos de erosión, que producen la degradación de los taludes afectando a la estabilidad de los mismos.

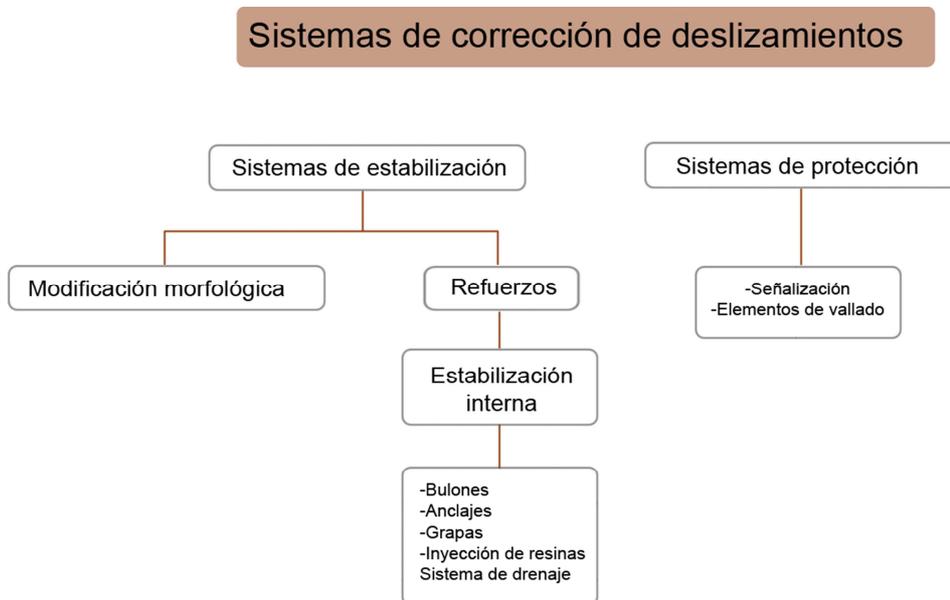
Dicho esto, no es lo habitual en general que en los proyectos de edificación se tengan en cuenta los posibles fallos en los taludes derivados de estos procesos de degradación superficial; en el caso que nos ocupa se ha podido constatar material coluvial con potencias de hasta  $Z=3,00$  m, circunstancia que habría que tener en cuenta para evitar futuros daños en estas construcciones que se sustentan en este tipo de terreno.

Se han tenido en cuenta en el presente análisis dos tipos de mecanismos de inestabilidad en los taludes, concretamente los deslizamientos planares y los rotacionales, que abarcan la gran mayoría de los deslizamientos existentes en el planeta.

Como se ha manifestado en el apartado anterior, se proponen sistemas de prevención mediante la realización de mapas de peligrosidad; estos planos son de vital importancia para prevenir y diseñar sistemas de corrección de inestabilidades de ladera, en función de sus características geotécnicas y su comportamiento mecánico, si bien en el presente capítulo se darán algunas pautas de minimización y corrección de inestabilidades de laderas.

En el presente trabajo, tras el análisis de medidas correctoras de estabilización, se determinan un resumen de actuaciones habituales en este tipo de taludes y laderas heterogéneas (Romana, 1992), que nos permiten intervenir en diferentes situaciones de inestabilidades futuras (Andrew, Bartingale y Hume, 2011).

Hay que diferenciar entre medidas de estabilización de taludes y medidas de protección (Wyllie y Mah, 2004). Las medidas de estabilización son activas y actúan directamente sobre la causa que produjo la inestabilidad del talud, para evitar que no vuelva a ocurrir. Sin embargo las medidas protectoras son pasivas y su función es la de minimizar los daños sobre las personas, infraestructuras, construcciones y servicios cuando se produce un fenómeno de inestabilidad.



**Ilustración 6.3** Esquematización y clasificación de posibles medidas de estabilización y de protección de taludes susceptibles de inestabilidades.

Las medidas de protección se plantean como sistema preventivos, que empiezan por el desarrollo de los mapas de peligrosidad al deslizamiento. Es fundamental la prevención en este tipo de riesgo geológico.

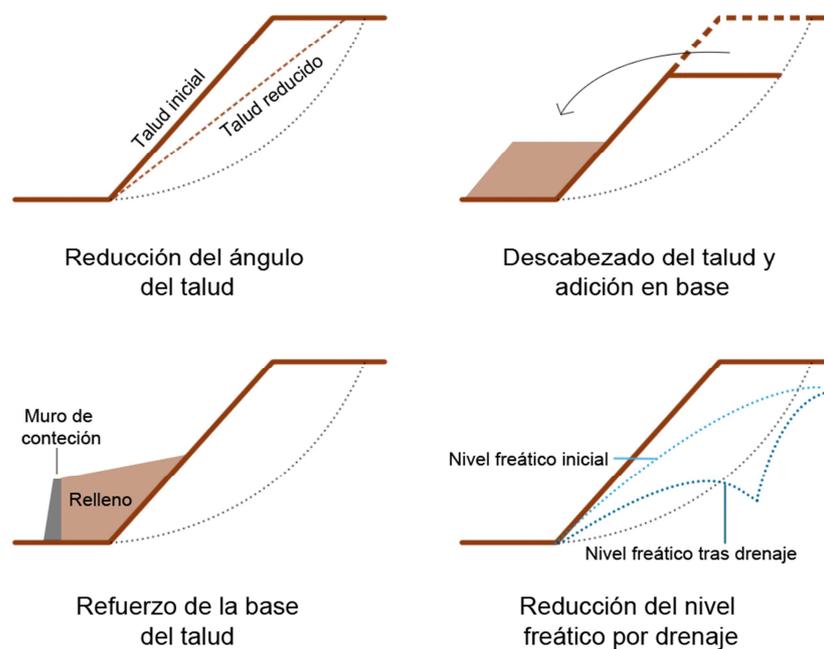
Durante las fases de planificación urbanística, proyecto y construcción de edificios e urbanizaciones, las medidas a desarrollar son las preventivas; sin embargo, cuando se interviene durante el proyecto, construcción y rehabilitación de edificios afectados por inestabilidades de taludes, las medidas correctoras de deslizamientos son consideradas activas.

El mayor número de medidas preventivas se debería realizar durante la fase de planificación urbanística, donde el coste en muchos casos sería mínimo, para así evitar el desarrollo de inestabilidades en el futuro y por ende costosos daños materiales y en algunos casos personales.

En general las intervenciones dedicadas a la mitigación de desastres geológicos afectos a inestabilidad de laderas implican un proceso de voluntades de los poderes públicos y sus

expectativas de afección a las poblaciones. Los criterios de prevención de manera explícita en los proyectos y planes de ordenación del territorio son de vital importancia en este tipo de vulnerabilidades.

A estos efectos podemos destacar las medidas de estabilización de laderas mediante la rectificación geométrica del talud (Ortuño, 2004) conforme a la ilustración 6.4, que se caracterizan por una vez implantadas, admitir algún tipo de movimiento de reajuste, son medidas más económicas y que no requieren de medios especiales. La otra importante es evitar dentro de lo posible la influencia del agua sobre el talud.



**Ilustración 6.4** Resumen y recopilación de intervenciones de estabilización de laderas (González de Vallejo et al., 2002).

### 6.3.1 Medidas de atenuación de deslizamientos

Cuando tenemos que intervenir en una **ladera** para evitar o corregir un deslizamiento tenemos dos tipos de actuaciones posibles para evitar el colapso de la misma. Una es la reducción de las fuerzas desestabilizadoras y la otra es intervenir con el propósito de aumentar las fuerzas estabilizadoras del talud.

#### **b) Reducción de fuerzas desestabilizadoras en el talud:**

1. Modificación en la geometría del talud.

- Disminución de la influencia del agua. Es el factor que más influye en la inestabilidad de la ladera. Para ello es preciso reducir la infiltración en la superficie de la ladera.

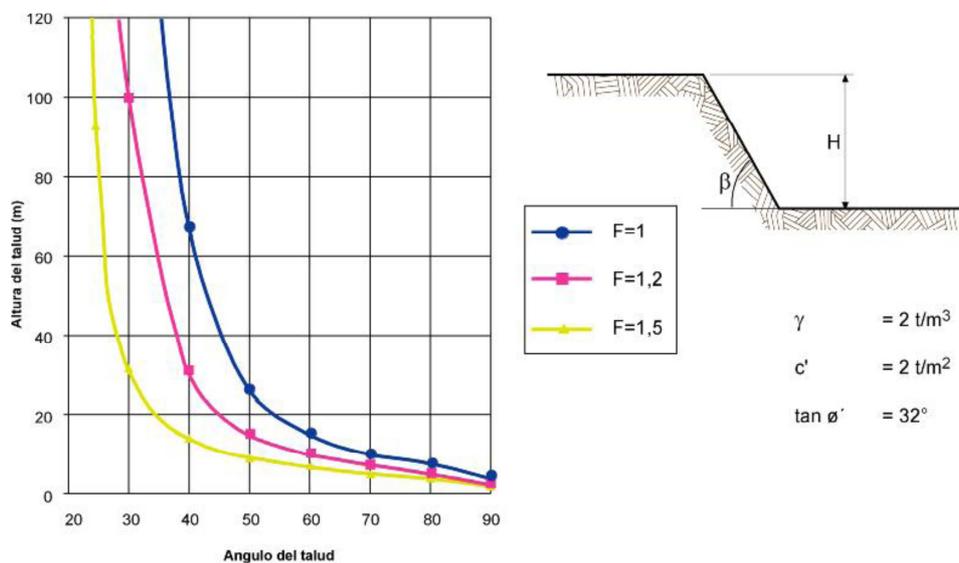
## 1.- Modificación de la geometría del talud

La solución primera para evitar o rectificar un deslizamiento es reducir el ángulo del talud. Esta solución no siempre es posible, ya que pueden existir problemas de incompatibilidad del espacio por el asentamiento de edificaciones o infraestructuras preexistentes.

Esta es una de las actuaciones más económicas en la estabilización de taludes, pero sólo se usa cuando es posible, ya que es frecuente cuando sucede un deslizamiento tener que actuar con maquinaria de movimiento de tierras para retirar el terreno removido.

Dicho esto, el coeficiente de seguridad de una ladera se reduce a medida que aumentan la pendiente o la altura del talud. Por lo tanto, cuando se desea aumentar el grado de seguridad, se deberán diseñar taludes con menos altura y con pendientes más suaves. Es decir, la altura y la pendiente del talud es proporcional a su factor de seguridad.

En la ilustración 6.5 podemos ver gráficamente los efectos de las modificaciones en cuanto a la altura y el ángulo de los taludes, para intentar reducir el coeficiente de seguridad del talud. En la referida ilustración se ha representado, para un determinado terreno, la relación entre la altura del talud y su ángulo de inclinación para diversos coeficientes de seguridad.



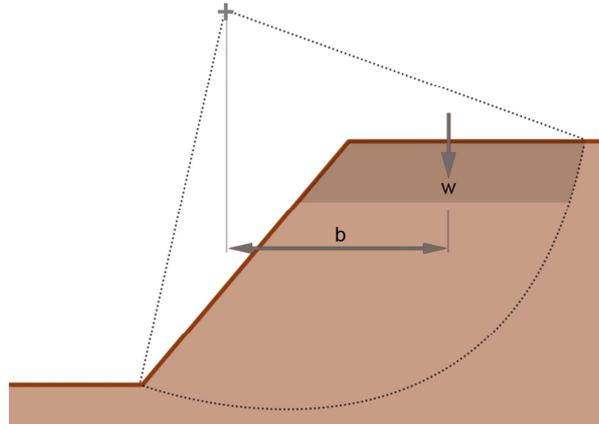
**Ilustración 6.5** Gráfico altura-ángulo de una ladera en relación con el factor de seguridad (Ortuño, 2004), herramienta muy adecuada cuando se quiere prevenir en obras de excavación, deslizamientos en laderas y terraplenes.

Para finalizar, hay que indicar que cualquier modificación de la geometría de un talud lleva consigo una variación de los factores de seguridad, por ello es muy recomendable, cuando se

realiza una suavización de talud en terrenos con cohesión, asegurarse de que la descarga resultante no reduce los factores de seguridad de otras superficies potenciales de deslizamiento por debajo de límites establecidos.

### c) Descarga en la cabecera del talud

De las modificaciones en la geometría de taludes potencialmente inestables, la descarga de la cabecera del talud es de las más efectivas y económicas, siempre y cuando sea posible su ejecución.



**Ilustración 6.6** Esquema de estabilización de un talud mediante la técnica de descarga y excavación de la coronación del talud, disminuyendo la fuerza desestabilizadora  $W$ . Hay que hacer un análisis previo.

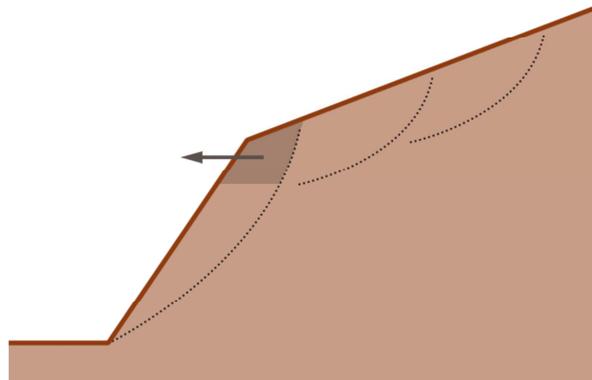
En la figura 6.6. se muestra cómo para deslizamientos de tipo rotacional la eliminación de una porción de la cabecera puede proporcionar varios efectos beneficiosos (Ortuño, 2004), como son:

- a) Se reduce la altura del talud.
- b) Se elimina un tramo importante de peso desestabilizador, dado que las tierras inscritas en superficies de deslizamiento de directriz circular suelen presentar su mayor anchura en coronación.
- c) Se disminuye considerablemente el momento, ya que el brazo de ese peso desestabilizador  $W$ , al retirarlo reduce considerablemente el momento.

La retirada de parte de la masa en la cabecera del talud da como resultado la creación de una nueva ladera con una geometría diferente; para evitar que la plataforma creada en la coronación de la masa inestable se convierta en una zona de acumulación e infiltración de agua de lluvias, es conveniente dotarla de un sistema de impermeabilización o pendiente adecuada para evitar el efecto de infiltración sobre el talud y la reducción de coeficientes de seguridad como ya se explicó en los anteriores capítulos.

La descarga de la cabecera de un talud, hace que inicialmente debemos asegurarnos de que esta acción no reduce el factor de seguridad de otras superficies potenciales de inestabilidad, produciendo deslizamientos remontantes conforme a la ilustración 6.7. Ello sería un efecto contrario a lo que intentamos solucionar.

#### Deslizamientos remontantes por descabezado de talud



**Ilustración 6.7** Esquema representativo del efecto negativo en una descarga de talud, induciendo nuevos deslizamientos. Por eso hay que hacer un análisis previo antes de decidirse por esta medida.

#### d) Utilización de rellenos y elementos de contención en el pie del talud

Este tipo de medidas persiguen aumentar las fuerzas estabilizadoras en el talud. El aumento de tales fuerzas se puede conseguir mediante la introducción de una masa estabilizadora superficial, mediante muros de gravedad o mediante la introducción de elementos externos como muros de hormigón. Dentro de estas actuaciones están las de ejecución de rellenos de terreno en el pie del talud, que sin duda son una de las medidas más frecuentes y económicas.

Siguiendo el esquema de equilibrio de masas estabilizadoras y desestabilizadoras para deslizamientos rotacionales, la introducción de un peso adicional al pie de un deslizamiento introduce un momento estabilizador, lo que automáticamente aumenta el factor de seguridad de la ladera (Ortuño, 2003).

#### e) El depositar terreno en el pie del talud

Si el relleno se ejecuta mediante un suelo granular, con una resistencia de corte mayor, teniendo en cuenta que esta intervención penetra en el pie del talud para que neutralice las superficies de deslizamiento.



La eficacia de estos muros viene como consecuencia de la estructura de confinamiento y resistencia al esfuerzo cortante que se produce mediante la introducción de gravas en las mallas metálicas que conforman este tipo de elementos de contención.

### **g) Armado del Terreno**

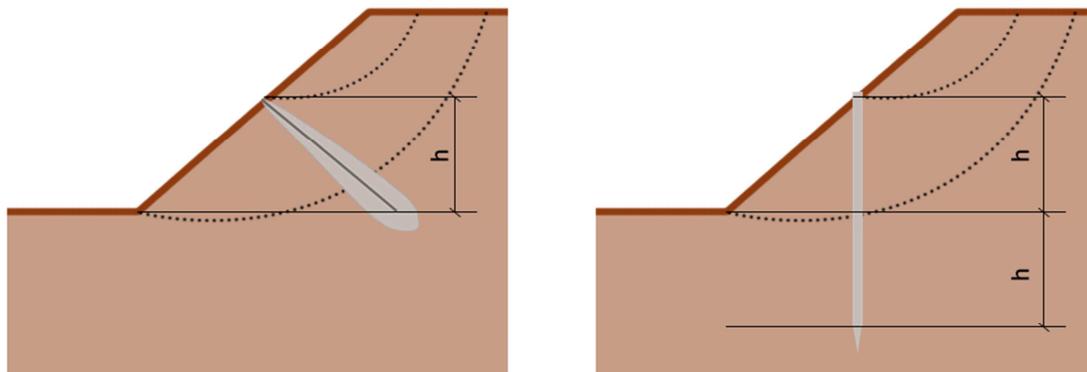
Este tipo de medidas son aquellas cuya finalidad es la de aumentar las fuerzas estabilizadoras en el talud introduciendo elementos externos. Esta técnica proporciona resistencia al terreno empleando elementos ajenos a este; tres ejemplos para el recopantactado y la fijación del terreno de los taludes:

**g.1.) Micropilotaje**

**g.2.) Pantallas, inyecciones, anclajes y bulones**

**g.3.) Tierra armada.**

Los micropilotes son un sistema de emergencias muy utilizado en siniestros de deslizamiento que afectan directamente a taludes donde se ubican edificaciones; se pueden utilizar como pantalla o muro de contención, tanto para la contención y la estabilización de un deslizamiento como es el caso de las ilustraciones 6.9. y 6.10., como para el recalce y contención de un deslizamiento interviniendo directamente en la edificación afectada, como es el caso de la ilustración 6.1. donde ha habido un deslizamiento y se ha intervenido directamente sobre la cimentación de la vivienda.



**Ilustración 6.9** Esquemas de inyecciones y pilotaje-micropilotaje, sobre el pie del talud; con esta medida se reduce el círculo de rotura hasta su estabilidad.

Estos elementos de refuerzo mediante el armado del terreno en taludes inestables, suelen tener una gran rigidez para evitar movimientos adicionales, que repercutan en el asiento y deformación en las edificaciones que se sustenten sobre estos.

Se recomienda que cuando se aplica este tipo de soluciones de estabilización, se sea contundente en el diseño, dado el riesgo de rotura que conlleva un dimensionamiento insuficiente. La

experiencia indica que el no ser contundente con estas intervenciones nos lleva a que se pueda reproducir el deslizamiento, con los costes económicos y la afcción personal que implican.



**Ilustración 6.10** Medidas de estabilización de deslizamiento en parte posterior de una edificación mediante pantalla de micropilotes e instalación de drenes californianos, Fuente: fotos de autor.

En la ilustración 6.10. podemos observar cómo se complementa la estabilización del talud deslizado mediante líneas de anclaje inyectados (Bustamante y Doix, 1985), para mejorar su estabilidad y el efecto de pandeo de los micropilotes. Como mejora al sistema, se han instalado drenes californianos para evitar el aumento de la presión de intersticial ( $r_u$ ) en la ladera siniestrada.

Los muros de tierra armada son sistemas en los cuales se utiliza materiales térreos como elementos de contención de tierras; un muro de tierra armada está constituido por un suelo granular compactado en el que se colocan bandas de refuerzos horizontales y verticales en intervalos regulares según los cálculos, este tipo de bandas suelen ser de acero inoxidable, plástico o materiales biodegradables, que le confiere el denominado armado del talud que conforma el muro de tierra armada.

En este tipo de refuerzo de un talud mediante el armado con bandas, hay que realizar un análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite utilizado en la presente tesis (Spencer, 1967), para determinar la longitud de las bandas de refuerzo y su separación, para que no se produzca la rotura y el deslizamiento del material terreo respecto a las bandas, de ahí la importancia en determinar el círculo de rotura del este muro armado.

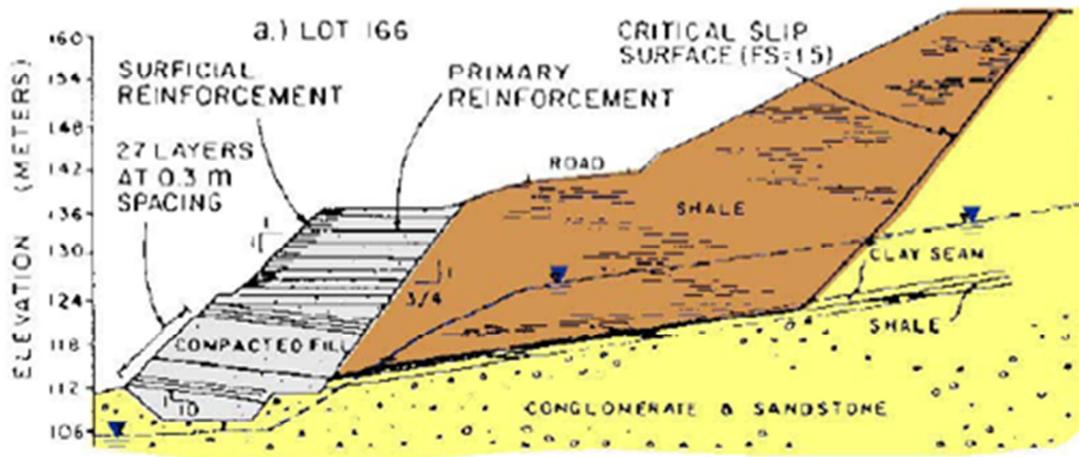
En la ilustración 6.11. se muestra lo antes referenciado y un ejemplo de estabilización de un talud mediante un muro de tierra armada (Bonaparte et al., 1989), donde el sistema de tierra armada tiene tres ventajas con respecto a otros sistemas de estabilización y que ahora enumero:

- 1.- Evita los empujes del deslizamiento, a coste competitivo.
- 2.- Aumenta considerablemente la resistencia de corte del talud.

3.- Aumenta el peso propio del talud, dando lugar a un momento estabilizador superior.

La ventaja fundamental de este tipo de actuación, radica en la posibilidad de emplear materiales tipo suelo que aunque han de mantener una cierta idoneidad técnica, eliminan la necesidad de acudir a muros de gravedad, sistemas más costosos a priori.

La estabilización mediante este suelo reforzado, es lo que se denomina tierra armada, donde se introducen en el terreno flejes metálicos o materiales sintéticos como las geomallas.



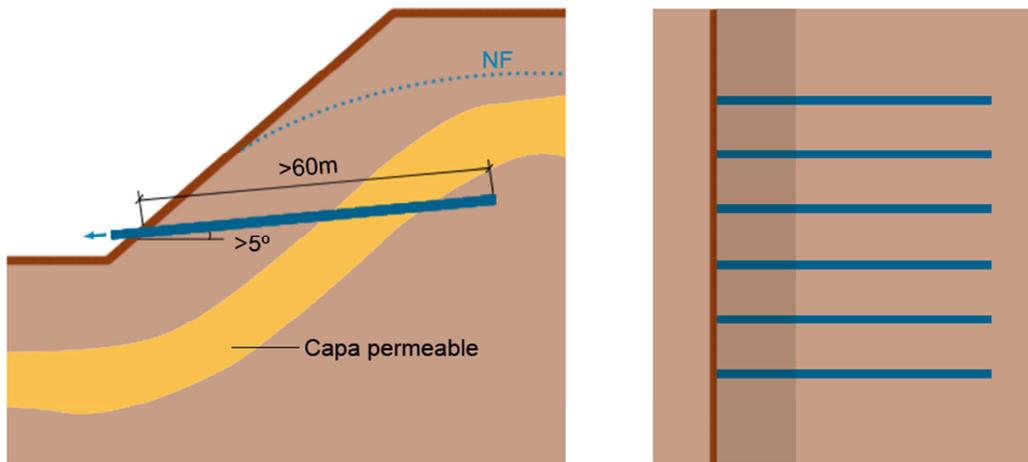
*Ilustración 6.11* Gráfico esquemático de autor (Bonaparte et al., 1989), sobre la estabilización de deslizamiento mediante muro de tierra armada reforzada.

## 2.- Disminución de la influencia del agua

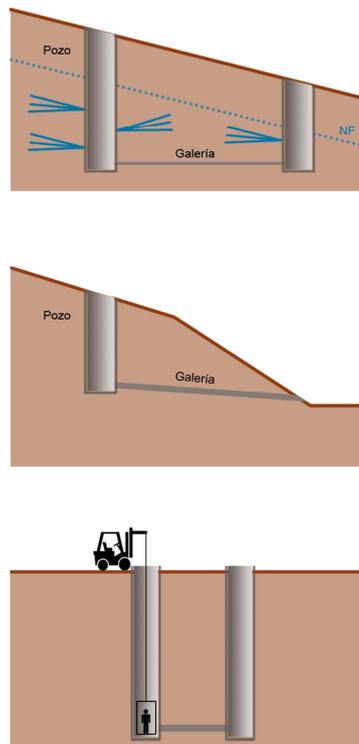
### h) El drenaje del talud

La resistencia al esfuerzo cortante en la masa de terreno de un talud depende en gran medida de su contenido de agua y por ende de su presión intersticial (Ortuño, 2004). El agua constituye el elemento desestabilizador principal de un talud, no siempre tenido en cuenta en los cálculos por los proyectistas, como se ha demostrado a lo largo de la historia, con el gran número de deslizamientos que ocasiona; estos se suelen producir, como ya se ha manifestado, en los períodos especialmente lluviosos como es el caso de este estudio.

Para evitar estos fenómenos, hay que favorecer la instalación de drenajes en los taludes introduciendo medidas de drenaje que permitan disminuir la concentración de humedad y las presiones intersticiales existentes. Con estas medidas se aumenta significativamente el coeficiente de seguridad, como ya se ha demostrado en los anteriores capítulos.



**Ilustración 6.12** Esquema de solución de drenaje de un talud mediante drenes californianos para favorecer la estabilidad del talud.



**Ilustración 6.13** Esquema de ejecución y funcionamiento de las columnas verticales y pozos drenantes para reducir las presiones hidrostáticas.

Es fundamental para prevenir deslizamientos, diseñar un sistema de drenaje que aísla al terreno del agua de infiltración de lluvia, para preservar la estabilidad de los taludes. Los dos sistemas empleados en este tipo de intervención son los drenes californianos y los pozos o columnas filtrantes, conforme a las ilustraciones 6.12. y 6.13.

## 6.4 Repercusiones económicas

Los movimientos de ladera en general y sus consecuencias en los espacios urbanos suponen anualmente unos costes de más de 50.000 millones de dólares. Mediante la elaboración de los mapas de peligrosidad inherentes al método de esta tesis, se pueden predecir fenómenos de remoción de masas y deslizamientos de ladera, lo que supone una herramienta muy útil en el desarrollo del planeamiento urbano, para evitar los costes y los riesgos personales que supone este tipo de geodinámica.

En este trabajo se ha estudiado incluso zonas de inestabilidad aledañas a una de las poblaciones incluidas en el área de trabajo (Istán) y se ha podido constatar zonas inestables cercanas al casco urbano de la misma: de ahí su repercusión para una adecuada ocupación del espacio urbano.

Se ha puesto de manifiesto en los planos de peligrosidad la influencia del agua en la inestabilidad de taludes y cómo aumentan de modo exponencial las zonas inestables como consecuencia de las lluvias torrenciales.

Se pone de manifiesto cómo la influencia humana es también notable en este tipo de riesgo geológico, ya que muchos fenómenos de remoción en masa se presentaron en laderas deforestadas y en carreteras, con el correspondiente coste económico que supone.

Este trabajo supone una herramienta y metodología para prevenir este tipo de deslizamientos de ladera, en lo actual y en lo futuro, suponiendo un ahorro tanto desde el punto de vista económico, por el tipo de edificaciones e infraestructura que destruye, como desde el punto de vista de preservar la vida, al afectar este tipo de movimiento a la integridad física de las personas que habitan o utilizan las infraestructuras a las que afecta.

## 7 CONCLUSIONES

### 7.1 Contribuciones de la tesis

1.- En este trabajo se ha realizado un estudio geomecánico de una serie de taludes en una zona concreta geográfico ubicada al Sur de Península Ibérica donde se han producido numerosos deslizamientos de ladera, donde se encuentra de forma masiva macizos rocosos de esquisto Alpujarride.

Para poder obtener una investigación adecuada en cuanto a las causas y características geomecánicas de los taludes siniestrados, se ha analizado los mapas geológicos del Instituto Geológico Minero Español; se han examinado la calidad de estos macizos rocoso localizados, realizando un estudio exhaustivo de campo, aplicando el método RMR de Bieniawski; estudio que posteriormente se ha completado mediante un análisis de la matriz rocosa de estos macizos en ladera por medio de ensayos de laboratorio homologado.

Así ha quedado caracterizado este tipo roca metamórfica muy extendida en el Sur de España y Norte de África, que es soporte de gran número de edificaciones y urbanizaciones en ladera.

2.- Se ha desarrollado un método numérico de cálculo de estabilidad de taludes, basado en el método de equilibrio límite de Spencer para deslizamiento de ladera tipo circular y se ha implementado un optimizador matemático para la obtención de la curva de deslizamiento, caracterizada por tener el mínimo factor de seguridad.

Se ha aplicado este método a un talud real al Sur de La Península Ibérica, más concretamente en la provincia de Málaga, donde se produjo un deslizamiento tipo cuchara en el período hidrológico 2009-10, donde se pone de relieve que el factor de lluvia torrencial tuvo un papel importante en el siniestro ocurrido.

3.- Se ha implementado un modelo matemático de infiltración de agua de lluvia basada en la resolución de la ecuación de Richard para suelos parcialmente saturados, para aplicarlo a taludes afectados por lluvias constantes y no constantes.

El modelo, basado en volúmenes finitos, permite cambiar de forma flexible las condiciones de contorno en la parte superior del suelo, de infiltración forzada a contenido de agua constante (suelo saturado); este modelo propuesto es capaz de hacer frente tanto al encharcamiento, como a las condiciones de escorrentía, cambiando de la primera a la segunda en el curso de la simulación. En particular, se ha usado el código para el análisis de la infiltración de agua y la escorrentía superficial en la zona de Marbella (España), en el año hidrológico 2009-2010. Se ha podido comprobar la versatilidad del modelo tanto en suelos homogéneos como en los estratificados.

4.- Mediante tecnología SIG (Sistema de Información Geográfica), se ha podido delimitar cartográficamente las zonas susceptibles de inestabilidades de taludes mediante el método de ladera infinita; esta técnica nos ha supuesto el desarrollado de un modelo para la realización de mapas de peligrosidad, en este caso se ha particularizado para el área analizada en esta tesis, la zona de Marbella.

Se ha contrastado y calibrado el modelo, ya que las zonas delimitadas en la cartografía mediante los mapas de peligrosidad como inestables, coincidían con zonas de siniestros reales por deslizamientos en el período analizado. Estos mapas nos permiten delimitar zonas geográficas inestables de seco a saturado, para tener en cuenta las precipitaciones de lluvia, mediante el grado de saturación del talud por medio de un factor adimensional (m).

Esta sectorización del territorio mediante mapas de peligrosidad, ayuda al planeamiento urbanístico para evitar daños en el futuro, se convierte en un sistema de prevención muy potente para las administraciones públicas.

5.- Para completar las medidas de prevención desarrolladas mediante los mapas de peligrosidad, se ha desarrollado una recopilación de las diferentes medidas preventivas, de mitigación y estabilización de taludes en la práctica ingenieril.

Del análisis y estudio realizado en el presente trabajo, se concluye la mejora de la predicción con respecto a la estabilidad en laderas, cuando se tiene en cuenta la acción del agua de infiltración en el terreno como consecuencia de precipitaciones de lluvia; teniendo en cuenta en este fenómeno la disminución del factor de seguridad de la ladera, por la acción que supone sobre la variación de los parámetros de corte de terreno, como es el caso de la cohesión del mismo.

## 7.2 Trabajos futuros de investigación relacionados con esta tesis

Se abren varias líneas de investigación a la vista del presente trabajo:

1. Encaje del método por etapas planteado, para caracterizar territorios susceptibles de desarrollo urbanísticos a nivel de planificación nacional.
2. Seguir la investigación de los parámetros hidráulicos en suelos y rocas.
3. Investigar sistemas de inyecciones en suelos para mitigar los efectos de infiltración sobre los taludes y su repercusión en los deslizamientos.

4. Profundizar en los sistemas de prevención de deslizamientos e investigar sobre los sistemas de estabilización actuales recopilados en la presente tesis, para evitar costes y vidas humanas.
5. Integración de esta información en tecnología SIG, para las administraciones territoriales (Zhang et al, 2014).
6. Analizar otros parámetros hidrológicos que afecten a la infiltración de lluvia, como es el caso de la evapotranspiración.
7. Seguir investigando en la aplicación del factor de infiltración de agua en los cálculos de estabilidad de los taludes, para ser incluidos en las instrucciones de cálculo estatales, para así evitar siniestros como los ocurridos.
8. Investigar otros sistemas de confección de mapas de peligrosidad para la prevención de deslizamientos, contemplando otros modelos matemáticos, como puede ser el ejemplo estadístico.

## 8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E. (1989). *Análisis de la estabilidad de taludes*. Sociedad Española de Geomorfología. Monografía 3, pp. 97-166.
- Andrew, R. D. Bartingale, R., Hume, H. (2011). *Context sensitive rock slope design solution*. Publication FHWA-CFL/TD-11-002.
- Assouline, S., Selker, J. S., Parlange, J. Y. (2007). *A simple accurate method to predict time of ponding under variable intensity rainfall*. Water Resour Res 43. W03426.
- Ayala Carcedo, F. J., Andreu Possé, F.J. (1984). *Manual de Ingenieria de Taludes*. Madrid: Instituto Geológico Minero de España, Guías y Manuales nº 3.
- Ayala-Carcedo, F. J., Corominas, J. (2002). *Mapas de Susceptibilidad a Los Movimientos de Ladera con técnica SIG*. Madrid: Publicación Instituto Geológico Minero Español.
- Ayalew, L., Yamagishi, H. (2005). *The application of GIS-based logistic regression for landslide susceptibility mapping in the Kakuda-Yahiko Mountains, Central Japan*. Geomorphology 65, pp. 15-31.
- Barton, N., Choubey, V. (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics. Springer, Vols. 1/2.
- Basha, H.A. (2011). *Infiltration models for semi-infinite soil profiles*. Water Resour. Res. 47. W08516.
- Bhardwaj, A., Kaushal, M. P. (2009). *Two-dimensional physically based finite element runoff model for small agricultural watersheds: I. model development*. Hydrol. Process. 23, pp. 397-407.
- Bhohne, K., Rothm, F. J., Leij, F. J., Van Genuchten M. (1993). *Rapid method for estimating the unsaturated hydraulic conductivity from infiltration measurements*. Soil Science. 155, pp. 237-244.
- Bieniawski Z. T. (1979). *The geomechanics classification in rock engineering applications*. Proc. 4th Intenational Conference on Rock Mechanics. Montreaux. Balkema. Vol 2, pp. 41-48
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classification*. Wiley and Sons, Chichester.

Bishop, A. W. (1959). *The principle of effective stress*. Teknisk Ukeblad I Samarbeide Med Teknisk 106, pp. 859-863.

Bishop, A. W. (1955). *The use of the slip circle in the stability analysis of slope*. Geotechnique 5 (1), pp. 7-17.

Bishop, A. W. y Morgenstern, N. R. (1960). *Stability coefficients for earth slopes*. Geotechnique 10, pp. 129-147.

Blumenthal, M.M.(1949). Bol. Instituto Geológico Minero. Madrid LXII, p.p. 17-203.

Bonaparte, R., Schmertmann, G. R., Chu, D. & Choury-Curtis, V. F. (1989). *Reinforced Soil Buttress to Stabilize a High Natural Slope*. 12 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro.

Bras, R. L. (1990). *Hydrology: An Introduction to Hydrologic Science*. Addison-Wesley Reading.

Brooks, R. J., y Corey, A. T. (1964). *Hydraulic Properties of Porous Media*. Hydrology 3, Colorado State University.

Brooks, R. H. y Corey, A. T. (1966). *Properties of porous media affecting fluid flow*. ASCE journal of the irrigation and drainage division IR2: pp 61-88.

Browne, D., Deletic, A., Mudd, G.M., Fletcher, T. D. (2013). *A two-dimensional model of hydraulic performance of stormwater infiltration systems*. Hydrology Process. 27. pp. 2785-2799.

Burbano, G., Del Cañizo, L., Gutiérrez, J. L., Fort, L., Llorens, L., Martínez, J. M., Paramio, J. R., Simic, D. (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Serie Monográfica. Madrid: Ministerio de Fomento de España.

Bustamante, M. (1986). *Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados*. Boletín de Información del Laboratorio de Carreteras del Cedex. Vols. 174, pp. 3-23.

Bustamante, M. y Doix, B. (1985). *Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés*. Bull. liaison laboratoire Ponts et Chaussées, 140, pp. 75-92.

- Cano, M. Tomás, R. (2013). *Characterization of the instability mechanisms affecting solpes on carbonatic Flysh, Alicante (SE Spain), case study*. Eng. Geol. 156, pp. 68-91.
- Capel, J. A. (1990). *Ciclogénesis violenta en el Mediterráneo. La Inundación de Málaga de Noviembre de 1989*. Papeles de Geografía 16, pp. 9-33.
- Carrara, A., Guzzetti, F. (1995). *Geographical Information Systems in Assessing Natural Hazards*. Kluwer Academic Publisher. The Netherlands.
- Chacón C., Estevez González C. y Riles Mateos E. (1978). *Mapa Geológico y memoria de la hoja nº 1065, Marbella, 1:50.000*. Instituto Geológico Minero de España.
- Chacón, J. (2008). *Los conceptos actuales de susceptibilidad, peligrosidad y riesgo, en la prevención de movimientos de ladera, con ejemplos de aplicaciones prácticas*. 44º Congreso Brasileño de Geología. Publicación Especial. Roteiro de Excursão Técnica. CENACID. UFP
- Cho, S.E, Lee S.R. (2001). *Instability of unsaturated slopes due to infiltration*. Computers and Geotechnics 28.
- Chu, S.T. (1978). *Infiltration during a unsteady rain*. Water Resource 14, pp. 461-466.
- Chu, X., Marino, M. A. (2005). *Determination of ponding condition and infiltration into layered soils under unsteady rainfall*. Hydrology 313, pp. 195-207.
- Corominas, J. (1993). *Landslide occurrence, a review of the Spanish experience*. Report of the Natural Hazards, Barcelona, pp. 175-194.
- Corradini, C., Flammini, A., Morbidelli, R., Govindaraju, R. S. (2011a). *A conceptual model for infiltration in two-layered soils with a more permeable upper layer: From local to field scale*. Hydrology 410, pp. 62-72.
- Corradini, C., Melone, F., Smith, R. E. (2000). *Modeling local infiltration for a two layered soil under complex rainfall patterns*. Hydrology 237, pp. 58-73.
- Corradini, C., Morbidelli, R., Flammini, A., Govindaraju, R. S. (2011b). *A parameterized model for local infiltration in two-layered soils with a more permeable upper layer*. Hydrology 396, pp. 221-232.

- Cruden, D. M. (1991). *A simple Definition of a Landslide*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology 43, pp. 27-29.
- Cruden D. M., Varnes D. J. (1996). *Landslide types and processes*. National Research Council, Transportation and Research Board Special Report. Washington, D.C., pp. 36-75.
- Cruden, D. M., Fell, R. (1997). *Landslide Risk Assessment*. Proceedings International Workshop on Landslide Risk Assessment, Honolulu. Balkema, Rotterdam, pp. 19-21.
- CTE. (2007). *Código técnico de la edificación. DB SE-C. Real Decreto 314/2006 de 17 de Marzo*. Madrid: Ministerio de la vivienda.
- Cuevas Uronabarrechea, J. (1990). *Microtectónica y metamorfismo de los Mantos Alpujárrides del tercio central de las cordilleras Béticas*. Madrid: Instituto Geológico Minero de España.
- Dai, F. C., Lee, C. F. (2002). *Landslide characteristics and slope instability modeling using Geomorphology* 42, pp. 213-228.
- D. M., Cruden. (1991). *A very simple definition for a landslide*. IAEG Bullet., pp 27-29.
- Darcy, H. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*. Dalmont. Paris.
- Dawson, E.M., Roth, W.H., Drescher, A. (1999). *Slope Stability Analysis by Strength Reduction*. Geotechnique, 49. pp. 835-840.
- Deere, D. U., Coon, R. F., Merritt. A. H. (1969). *Engineering Classification of In Situ Rock*. Illinois univ. at urbana dept of civil engineering. Chicago: Illinois Univ.
- Digman, S. L. (1993). *Physical hydrology*. Prentice Hall.
- Donath, F. A. (1963). *Fundamental problem sin dynamic structural geology*. TW Donnelly, The Earth Sciences, Univ. Chicago Press, Chicago.
- Duncan, M. J. (1996). *Soil Slope Stability Analysis, Landslides Investiations and Mitiation*. Turner. A. Special Report, TRB..
- Durand-Delga, M. (1968). *Coup d'oeil sur les unites malaguides des Cordilleres Betiques*. C.R. Academi Science, 266, pp.190-193.

Evangelides, C., Arampatzis, G., Tzimopoulos, C. (2010). *Estimation of Soil Moisture Profile and Diffusivity Using Simple Laboratory Procedures*. Soil Science 75, pp.118-127.

Fallot, P. (1948). *Les Cordilleres Betiques Bétiques*. Est. Geoló 4, pp.83-172.

Fellenius, W. (1927). *Erdstatische Berechnungen mi Reibung and Kohesion und unter Annahme Kreiszyldrisher Gleitftaechen (Statistical analysis of earth slopes and retaining walls considering both friction and cohesion and assuming cylindrical sliding surfaces)*. Berlín: Ed. Ernst.

Fellenius, W. (1936). *Calculation of the stability of earth dams*. In Proceeding of the 2nd Internacional Congress on Large Dams. Washington, D.C.

Ferrer Gijón, M. (1995). *Los movimientos de ladera en España*. Instituto Tecnológico Geominero de España.

Ferrer, M. y González de Vallejo, L. I. (1999). *Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos*. Madrid: IGME.

Franks, C.A.M. (1999). *Characteristics of some rainfall-induced landslides on natural slopes, Lantau Island*. Quarterly Journal of Engineering Geology 32, pp 247-259.

Gandolfi, C., Facchi, A., Maggi, D. (2006). *Comparison of 1d models of water flow in unsaturated soils*. Environmental Modelling and Software 21, pp. 1759-1764.

Ghotbi, A.R., Omidvar, M., Barari, A. (2011). *Infiltration in unsaturated soils. An analytical approach*. Comput. Geotech. 38, pp. 777-782.

González de Vallejo, L. I., Ayala, F. y Elizaga, M. (1988). *Impacto económico y social de los riesgos geológicos en España*. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid.

González de Vallejo, L. I., Ferrer M., Ortuño L., Oteo C. (2002). *Ingeniería Geológica de geología*. Madrid: Prentice Hall.

González de Vallejo, L.I., Ferrer, M. (2007). *Manual de Campo para la Descripción y Caracterización de Macizos Rocosos en Afloramientos*. Madrid: Instituto Geológico Minero de España.

- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. Vol. 2 Edition. Jhon Wiley & Sons.
- Guzzetti, F., Cardinali, M., Reichenbach, P. (1994). *The AVI Project: A bibliographical and archive inventory of landslides and floods in Italy*. Environmental Management. 18, pp. 620-633.
- Green, W.H., G. Ampt. (1911). *Studies of soil physics, part I – the flow of air and water through soils*. J. Ag. Sci. 4, pp. 1-24.
- Hammond, C., Hall, D., Miller, S., Swetik, P. (1992). *Level I Stability analysis documentation*. USDA, Report In-285.
- Hoek, E. and Bray, J.W. (1981). *Rock slope engineering*. London: Institutuion of Mining and Metalurgy.
- Huang, R.Q., Wu, L.Z. (2012). *Analytical solutions to 1-d horizontal and vertical water infiltration in saturated/unsaturated soils considering time-varying rainfall*. Comput. Geotec. 39, pp. 66-72.
- Janbu, N. (1968). *Slope Stability Computations*. Institutt for Geoteknikk og Fundamenteringslaere, Norges Tekniske Hogskole. Soils Mechanics and Foundation Engineering, the Technical University of Norway.
- ISRM (1981). *Rock Characterization Testing and monitoring, ISRM suggested methods*. Brown, E. T. Ed. Commision on testing and monitoring. Internaciona Society for Rock Mechanics. Pergamon Press.
- Jimenez Salas, J. A., De Justo Alpañes, J. L. (1971). *Geotecnica y Cimientos I*. Ed. Rueda.
- Jiménez Salas, J. A., De Justo Alpañes, J. L. y Serrano, A. A. (1981). *Geotecnia y Cimientos II*. Ed. Rueda.
- Kockelman, W. J. (1986). *Some techniques for reducing landslide hazards*. Bulletin of the Association of Engineering Geologists 23, pp. 29-52.
- Larsen M. C. y Simon, A. (1993). *A Rainfall Intensity-Duration threshold for Landslides in a Humid-Tropical Environment, Puerto Rico*. Geogr. Ann. 75 A (1-2), pp 13-23.

- Li, K. S., White, W. (1987). *Rapid Evaluation of the critical slip surface in slope stability problems*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 11, pp. 449-473.
- Lulseged A., Hiromitsu Y.. (2005). *The application of GIS-based logistic regression for landslide, susceptibility mapping in the Kakuda-Yahiko Mountains, Central Japan*. Geomorphology 65, pp. 15-31.
- Mollerup, M. (2007). *Philip's infiltration equation for variable-head ponded infiltration*. Hydrology 347, pp. 173-176.
- Montoya-Montes, I., Rodríguez-Santalla, I., Sánchez-García, M. J., Alcántara-Carrió, J., Martín-Velázquez, S., Gómez-Ortiz, D., Martín-Crespo, T. (2012). *Mapping of landslide susceptibility of coastal cliffs*. Geológica Acta 10, pp. 439-455.
- Morgenstern, N. T., Price, V.E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Géotechnique 15, pp. 79-93.
- Mualem, Y. (1976). *A Catalogue of the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*. Project 442, Technion-Israel Institute of Technology, Haifa, Israel.
- Nichols, M.L. (1931). *The Dynamic Properties of Soil. An Explanation of the Dynamic Properties of Soils by means of Colloidal Films*. Jour. Am. Soc. Agr. Eng. 12, pp. 259-264.
- Nieber, J.L., Bauters, T. W. J., Steenhuis, T. S., Parlange, J. Y. (2000). *Numerical simulation of experimental gravity-driven unstable flow in water repellent sand*. Hydrology 295-307.
- Nofziger, D. L., Wu, J. (2012) *Interactive software for simulating water and chemical movement in unsaturated soils*. Biblio. Gov.
- Ortuño, L. (2003). *Calculo de Estabilidad de Taludes en Suelos. Curso sobre Taludes en Obras Lineales*. Madrid: INTEVIA.
- Ortega, M. R., Ibañez, J. A. (2003). *Lecciones de Física*. Monytex.
- Ortuño, L. (2004). *Estabilización de taludes en suelo*. Curso de geotecnia para infraestructuras. Sevilla.

- Oteo Mazo, C, Gómez, M. L., Juanco, A., Parrilla, A. (2005). *Guía para el Proyecto y La Ejecución de micropilotes en Obras de Carreteras*. Madrid: Ministerio de Fomento de España.
- Palmstrom, A. (1975). *Characterizing the degree of jointing and rock mass quality*. Oslo: Internal Report. Berdal.
- Parkinson, B., Spilker, J., Elkaim, G. (2003). *Sistema de Posicionamiento Global (GPS)*. Jhon Wiley & Sons.
- Parlange, J. Y., Hogarthand, W. L., Barry, D. A., Parlange, M. B., Haverkamp, R., Ross, P. J., Steenhuis, T. S., DiCarlo, D. A., Katul, G. (1999). *Analytical Approximation to the Solution of Richards, Eqyatuib with Applications to infiltration, Ponding, and Time Compression Approximation*. Advances Water Resources 23, pp. 189-194.
- Philip, H. R. (1957). *The Theory of Infiltration, Sorptivity and Algebraic Infiltration Equations*. Soils Science 84, pp. 257-264.
- Richards, B. G. (1967). *Moistrure flow and equilibia in unsaturated soils for shallow foundations*. Permeability and capillarity of soils. ASTM STP 417 (American Society for Testing of Materials), pp. 4-33.
- Richards, L. A. (1931). *Capillary Conduction of Liquids Through Porous Media*. J. Physics 1, pp. 318-333.
- Rodríguez Sastre, M. A., Gutiérrez Claverol, M., Torres Alonso, M., Rodríguez Bouzo, L. (2004). *Resistencia al rebote en materiales de la Formación Casaio*. Geogaceta 36, pp. 31-34.
- Romana, M. (1992). *Métodos de corrección de taludes según la clasificación geomecánica SMR III*. Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, pp. 629-649. La Coruña..
- Sanz de Galdeano, C., Delgado, F., López Garrido, A. C. (1995). *Unidades Alpujárrides y Maláguides al NE de Granada (Cordillera Bética)*. Geogaceta 18, pp. 27-29.
- Sarma, S.K. (1973). *Stability analysis of embankments and slope*. Géotechnique 23, pp. 423-433.
- Sharma, S. (1996). *Slope stability Concepts*. Jhon Wiley & Sons. Capítulo
- Sheidegger, A. E. (1994). *Hazards: singularities in geomorphic*. Geomorphology 10, pp. 19-25.

Shindler, U., Durner, W., Von Unold, G., Mueller, L., Wieland, R. (2010). *The evaporation method; extending the measurement range of soil hydraulic properties using the airtight pressure of the ceramic cup*. Plant. Nutr. Soil Sci. 173, pp. 563-572.

Shuster, R.L. (1996). *Socioeconomic Significance of Landslides. Landslides Investigation and Mitigation*. Special Report 247. Transportation Research Board. National Research Council. Cap. 2, pp. 12-35.

Shuster, R.L., Kockelman, W. J. (1996). *Principles of landslide hazard reduction*. Special report 247, Transportation Research Board, pp. 91-105.

Shutton, B.H.C. (1989). *Problemas Resueltos de Mecanica del Suelo*. Madrid: Libreria Editorial Bellisco.

Simunek, J., Sejna, M. y Van Genuchten M. (1998). HYDRUS-1D. *Manual del software para simular el movimiento unidimensional de agua, el calor y multiples solutos en los medios de comunicación de forma variable saturado. Versión 1.0*. IGWMC-TPS-70.

Smith, R.E. (1990). *Analysis of infiltration through a two-layered soil profile*. Soil Sci. Soc. Am. 54, pp. 1219-1227.

Spencer, E. (1967). *A method of analysis of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces*. Géotechnique 17, pp. 11-26.

Stout, M. L. (1977). *Radiocarbon dating of landslides in Southern California*. California Geology, pp. 99-105.

Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1967). *Mecánica de los suelos en la Ingeniería Práctica*. Ed. Ateneo.

Topp, G. C., Davis J. L., Annan A. P. (1980). *Electromagnetic determination of soil water content: measurement coaxial transmission lines*. Water Resources 16, pp. 574-582.

Trusdell, F. A. (2005). *The 2003 eruption of Antatahan Volcano, Commonwealth of the Northern Mariana Islands: Chronology*. J. Vulcano. Geotherm. Res. 146, pp. 184-207.

Tsaparas, I., Rahardjo, H., Toll, D. G, Leong, E. C. (2002). *Controlling parameters for rainfall induced landslides*. Computers and Geotechnics 29, pp. 1-27.

- Van Genuchten, M. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil science society of America Journal 44, pp. 892-898.
- Varnes, D. J. (1984). *Landslide hazard Zonation*. Review of Principles and practice. UNESCO Press.
- Varona, P. y Ferrer, M. (1998). *Cálculo de factores de seguridad*. Madrid: Cedex.
- Vera Torres, J. Antonio. (2004). *Geología de España*. Madrid: SGE-IGME, Capítulo 5.
- Versteeg, H. K., Malalasekera, W. (2007). *An Introduction to Computational Fluid Dynamics*. Pearson Education limited. England.
- Vogel, T., Cislérova, M. (1988). *On the reliability of unsaturated hydraulic conductivity calculated from the moisture retention curve*. Transp. Porous. Med. 3, pp. 1-15.
- Westerveld, J. (1929). *De bouw der Alpujarras en he tektonisch verband der oostelijke betische ketens*. Tesis.
- Wu, M. (2010). *A finite-element algorithm for modeling variably saturated flows*. Hydrology 394, pp. 315-323.
- Wyllie, D. C. and Mah, C. W. (2004) *Rock Slope Engineering, Civil and mining, 4<sup>th</sup>*. Ed. Spon Press. New York: Taylor & Francis Group.
- Zhang, J., Huang, H. W., Zhang, L. M., Zhu, H. H., Shi., B. (2014). *Probabilistic prediction of rainfall-induced slope failure using a mechanics-based model*. Engineering Geology 168, pp. 129-140.
- Zhou, Y. F., Tham, L. G., Yan, R. W. M., Xu, L. (2014). *The mechanism of soil failures along cracks subjected to water*. Computers and Geotechnics 55, pp. 330-341.
- Zimmermann, T. (2003). *Manual Z-SOIL, zace Services Ltd Report*. Lausanne: Elmeppress, <http://www.zace.com>.
- Zlotnik, V.A., Wang, T., Nieber, J.L., Simunek, J. (2007). *Verification of numerical solutions of the richards equation using a traveling wave solution*. Adv. Water Resour. 30, pp. 1973-1980.

