

U.M.S.N.H.

## **Facultad de Ingeniería Civil**

**MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS VÍAS  
TERRESTRES**

### **“Estudios geotécnicos para taludes carreteros en zonas de riesgo”**

TESIS DE GRADO

Para obtener el título de:

**MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE**

**PRESENTA:**

**Ing. Antonio Hurtado Beltrán**

**ASESOR:**

**Dr. Carlos Chávez Negrete**

**COASESOR:**

**Dr. Eleazar Arreygue Rocha**

Morelia, Michoacán a Febrero del 2010



## *Con dedicatoria...*

*A mis padres con cariño y admiración...  
con todo un corazón que late por ustedes,  
que bombea sangre que huele a los 70's,  
que muerde la vida de carreras y de baile,  
que juega un voleibol con patín del diablo,  
porque mi tiempo es aliento antiguo  
de una Martha y un Antonio de cuento eterno,  
de película,  
de un cine que no se ve  
porque va más allá de los sueños y de la historia.*

*A mi esposa Paloma...  
vector de mi amor,  
fusión de pasiones y ternuras adolescentes,  
cimiento de mi fuerza y refugio de mis infantes alegrías tardías.*

*A mi hermano Julio...  
mi compañero de guerra,  
de travesura y juerga,  
camarada del recuerdo de toda la vida.*

*A mi hermana Jacke...  
mujercita de cáscara suave y mosto hermoso,  
valiente de siempre y razón de mi orgullo*

*A Mario...  
mi amigo de sangre,  
socio de todas mis quimeras antiguas y pendientes*

*A TI...  
que ávido de poseer conocimiento,  
das vida a lo inerte de un montón de hojas y tinta,  
transformando enunciados  
en poesía técnica que baila al compás del terreno,  
los suelos y las rocas.*



## *Agradecimientos...*

*Su servidor desea expresar su agradecimiento entero a todas aquellas personas que de alguna forma contribuyeron en la preparación de este trabajo, a todos ustedes mil gracias por el apoyo brindado.*

*FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL (UMSNH):*

*Dr. Carlos Chávez Negrete*

*Dr. Eleazar Arreygue Rocha*

*Tec. Jaime Guadalupe Chora Calderón*

*M.I. Damián Martínez Vargas*

*M.I. Juan Tarsicio Domínguez Téllez*

*Dr. Jorge Alarcón Ibarra*

*INSTITUTO DE INVESTIGACIONES METALÚRGICAS (UMSNH):*

*Dr. Guillermo Carreón Garcidueñas*

*Sra. Vicky (Laboratorio de Difracción)*

*APOYO TÉCNICO, EMOCIONAL Y GRAMATICAL:*

*P.I.C. Julio Cesar Hurtado Beltrán*

*Psic. Paloma Torres Balleño*

*Lic. Mario Saúl Patiño Rentería*

*Finalmente quiero hacer un agradecimiento muy peculiar a mis compañeros de maestría Raúl Posadas, Tarsicio Hurtado, Heriberto Cira, Noé Hernández y Alejandro Montaña por tantos ratos inolvidables de aventura colegial en otoño, me guardo de cada uno un pedazo maravilloso de alegría, moraleja y amistad.*



# CONTENIDO

<b>Contenido .....</b>	<b>3</b>
<b>Objetivos .....</b>	<b>6</b>
<b>Introducción .....</b>	<b>7</b>
<b>1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes .....</b>	<b>10</b>
1.1 Definición de Talud .....	11
1.2 Tipos de taludes .....	11
1.2.1 Taludes naturales o laderas .....	12
1.2.2 Taludes artificiales o excavaciones .....	13
1.2.3 Macizos rocosos .....	13
1.2.4 Suelos .....	13
1.2.5 Materiales de relleno .....	14
1.3 Tipo de movimientos de taludes .....	14
1.3.1 Movimiento de laderas .....	16
1.3.1.1 Caídos o derrumbes (fall) .....	16
1.3.1.2 Deslizamientos (slide) .....	18
1.3.1.3 Flujos o coladas (flow) .....	19
1.3.1.4 Desplazamientos laterales (lateral spreading) .....	21
1.3.2 Movimiento de taludes artificiales .....	22
1.3.2.1 Roturas de taludes en rocas .....	23
1.3.2.2 Rotura de taludes en suelos .....	24
1.3.3 Velocidad de movimientos de taludes .....	25
1.4 Factores que ocasionan inestabilidades .....	26
1.4.1 Factor de seguridad .....	27
1.4.2 Factores internos .....	28
1.4.2.1 Estratigrafía y litología .....	29
1.4.2.2 Estructura geológica y discontinuidades .....	29
1.4.2.3 Condiciones hidrogeológicas .....	30
1.4.3 Factores externos .....	32
1.4.3.1 Precipitación .....	32
1.4.3.2 Sismicidad .....	34
1.4.3.3 Vulcanismo .....	35
1.4.3.4 Acciones antrópicas .....	36
1.4.3.5 Otros factores .....	36
1.5 Morfología e identificación de movimientos .....	37
1.5.1 Morfología de un movimiento de talud .....	38



## PRELIMINARES.

---

1.5.2	Rasgos característicos en cada tipología.....	38
1.6	Importancia de los estudios geotécnicos en los análisis de estabilidad .....	41
<b>2.</b>	<b>Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros.....</b>	<b>45</b>
2.1	Estudios preliminares .....	46
2.1.1	Metodología y procedimiento de los estudios preliminares.....	46
2.1.2	Técnicas de investigación en mapas y fotografías .....	48
2.1.2.1	Mapas .....	48
2.1.2.2	Fotografía aérea y estereoscopia .....	51
2.1.2.3	Fotogrametría terrestre.....	55
2.1.2.4	Sensores remotos .....	56
2.1.3	Zonificación por riesgo geotécnico .....	57
2.1.3.1	Zonas con problemas específicos.....	59
2.1.3.2	Breve reseña de las causas principales de los movimientos de talud .....	60
2.1.4	Reconocimientos de campo .....	61
2.2	Estudios de detalle .....	68
2.2.1	Sondeos geotécnicos y calicatas.....	69
2.2.1.1	Calicatas y pozos .....	69
2.2.1.2	Sondeos mecánicos .....	69
2.2.1.3	Penetrómetros.....	71
2.2.1.4	Muestras geotécnicas.....	73
2.2.2	Prospección geofísica .....	78
2.2.2.1	Geofísica de superficie .....	79
2.2.2.2	Geofísica en el interior de sondeos.....	84
2.2.3	Ensayos in situ.....	88
2.2.3.1	Medio rocoso.....	88
2.2.4	Descripción geomecánica de macizos rocosos.....	98
2.2.4.1	Clasificación RMR (Rock Mass Rating) .....	98
2.2.4.2	Descripción geotécnica básica.....	101
2.2.5	Ensayos de laboratorio.....	102
2.2.5.1	Ensayos en roca.....	102
2.2.5.2	Criterio de Barton y Choubey.....	107
2.2.5.3	Ensayos en suelos .....	110
2.2.6	Elección del tipo de ensayo.....	115
2.2.6.1	Valoración comparativa de costos .....	115
2.2.7	Aplicación de los modelos geotécnicos.....	115
<b>3.</b>	<b>Revisión, reevaluación y complementación del estudio geotécnico para el proyecto “Vialidad Panorámica Ecológica Av. Sansón Flores-Loma de Santa María”, Morelia, Michoacán, México.....</b>	<b>118</b>
3.1	Descripción del proyecto .....	120
3.1.1	Generalidades .....	120
3.1.2	Problemática geológico-geotécnica en la zona de proyecto.....	122



## PRELIMINARES.

---

3.1.2.1	Descripción del escarpe La Paloma.....	123
3.1.2.2	Descripción del deslizamiento SEDUE .....	124
3.2	Revisión de los estudios geotécnicos realizados.....	125
3.2.1	<b>Sondeos de Exploración y de Campo.....</b>	<b>125</b>
3.2.2	<b>Localización y Muestreo de Bancos de Material .....</b>	<b>126</b>
3.2.3	<b>Trabajos de laboratorio y conclusiones .....</b>	<b>126</b>
3.2.4	<b>Informe fotográfico .....</b>	<b>126</b>
3.2.5	<b>Cartografía.....</b>	<b>127</b>
3.2.6	<b>Estudio geológico y geofísico.....</b>	<b>127</b>
3.2.7	<b>Análisis de estabilidad de taludes .....</b>	<b>127</b>
3.3	Complementación del estudio geotécnico para la zona de influencia del proyecto 128	
3.3.1	<b>Estudios preliminares de gabinete.....</b>	<b>128</b>
3.3.1.1	Mapas y fotografía aérea.....	129
3.3.1.2	Zonificación geotécnica .....	137
3.3.2	<b>Estudios preliminares de campo.....</b>	<b>140</b>
3.3.2.1	Evaluación cualitativa de la amenaza a deslizamiento.....	140
3.3.2.2	Hidrogeología .....	142
3.3.3	<b>Estudios de detalle.....</b>	<b>143</b>
3.3.3.1	Geofísica .....	143
3.3.3.2	Sondeos exploratorios .....	146
3.3.3.3	Ensayos en rocas .....	148
3.3.3.4	Ensayos en suelos .....	157
3.3.3.5	Clasificación geomecánica RMR de los materiales encontrados.....	158
3.3.3.6	Parámetros mecánicos de los materiales.....	160
3.4	Análisis de estabilidad global del deslizamiento SEDUE en el escarpe de falla “La Paloma” 161	
3.4.1	<b>Modelos de análisis del terreno .....</b>	<b>161</b>
3.4.1.1	Modelo geológico .....	161
3.4.1.2	Modelo geomecánico.....	162
3.4.2	<b>Análisis de estabilidad de taludes .....</b>	<b>163</b>
3.4.2.1	Análisis de estabilidad global de la ladera.....	163
3.4.2.2	Análisis de sensibilidad.....	166
	<b>Conclusiones .....</b>	<b>168</b>
	<b>Bibliografía .....</b>	<b>172</b>



## OBJETIVOS

### Objetivo general:

*“Definir una guía que sirva como referencia para realizar los estudios geotécnicos en taludes carreteros.”*

### Objetivos particulares:

- *Proponer un criterio con el cual se defina el grado o nivel de detalle con que deben ser ejecutados los estudios geotécnicos del terreno para los diferentes escenarios que se tengan en el trazo de un proyecto carretero.*
- *Señalar los vicios o errores más notables que se cometen en los estudios geotécnicos para analizar la estabilidad de taludes en proyectos carreteros de México.*
- *Realizar una revaluación del estudio geotécnico del proyecto “Vialidad Panorámica Ecológica, Av. Sansón Flores-Loma de Santa María, Morelia, Michoacán, México”.*
- *Realizar un modelo geológico y geomecánico del terreno en la zona de estudio.*
- *Estimar cuantitativamente por medio de un factor de seguridad (FS) la estabilidad global del deslizamiento SEDUE, sitio de emplazamiento del proyecto seleccionado, a fin de establecer su posible viabilidad.*
- *Verificar la estabilidad local de unos de los taludes más desfavorables del proyecto seleccionado.*



## **INTRODUCCIÓN**

El movimiento de taludes o deslizamiento es uno de los fenómenos que más ha llamado la atención en el campo de la ingeniería civil debido a la complejidad que involucra su análisis y a sus consecuencias sociales y económicas. En este trabajo se aborda el estudio de los taludes carreteros situados en zonas riesgo.

En México existe un vacío en cuanto al proceso que debe seguirse para realizar ésta tarea, lo cual causa problemas en muchos proyectos carreteros cuando se topan con un obstáculo geotécnico o geológico que pone en riesgo la viabilidad de la obra y que pudo haberse evitado con una exploración factible y adecuada del terreno.

La mayor parte del conocimiento que regularmente se consulta en el campo estudio de los taludes en nuestro país se enfoca en mayor medida al análisis de taludes tipo suelo. No obstante, el capricho de la naturaleza no obedece reglas ni gustos, así que cuando se estudia el terreno se debe hacer con la mentalidad de encontrar lo que sea y estar preparado para ello. Los terrenos de tipo rocoso también forman parte constituyente en las gamas de taludes y señalarlo es uno de los objetivos y razones para desarrollar este tema.

Los análisis de estabilidad de un talud en realidad están soportados por la información que se recoge en campo y laboratorio de los materiales que constituyen al terreno. Si no se tienen a la mano los parámetros mecánicos de las diferentes estructuras geológicas que participan en el análisis, los resultados que arrojan las metodologías de cálculo para tal fin, no representarán en lo absoluto el comportamiento que los taludes tendrán en realidad, con lo que pueden presentarse fallas que al final resultan más costosas que la obra misma.

En el capítulo 1 se describen los fundamentos geotécnicos para estudiar la dinámica de los taludes. Se analiza el comportamiento mecánico de los distintos materiales que pueden constituirlos, las formas de rotura que presenta cada material, las diferentes tipologías de movimiento que pueden afectar a un talud, los factores que condicionan o desencadenan inestabilidades y cómo pueden ser identificados antiguos movimientos o zonas altamente propensas a deslizarse.

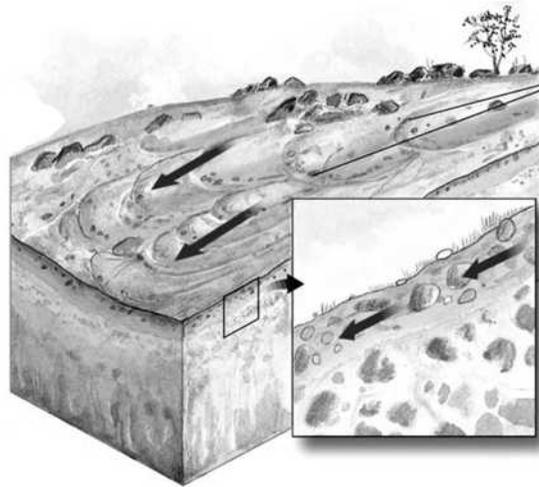
El capítulo 2 se tratan las diferentes fases que deben seguirse para realizar los estudios geotécnicos en los taludes carreteros. Se muestran las diferentes técnicas para obtener información en campo y gabinete en las zonas de riesgo del proyecto, y cómo deben interpretarse los resultados para formar modelos geotécnicos del terreno que sirvan para analizar la estabilidad de los taludes en escenarios globales y localizados.



## **PRELIMINARES.**

---

Finalmente, en el capítulo 3, se lleva a cabo la revisión del estudio geotécnico del proyecto Vialidad Panorámica Ecológica en Morelia, Michoacán, el cual pretende emplazarse en una zona conflictiva de la ciudad conocida como el deslizamiento SEDUE en las faldas del escarpe de falla La Paloma. Se hace una reevaluación de las fases no cumplidas para complementar el análisis del terreno y se aprovechan los resultados del estudio geotécnico para hacer una evaluación de la estabilidad global en una sección de la loma de Santa María.



1

# *Fundamentos geotécnicos en materia de taludes*



## **1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

Los taludes son estructuras que forman parte del relieve natural de la tierra, y por esta razón, la mayoría de las construcciones hechas por el ingeniero deben saber interactuar con ellos. Según se dice, en las Vías Terrestres los taludes representan la estructura más compleja, ya que ligados a su estabilidad aparecen conjugados los problemas más complicados de mecánica de suelos, mecánica de rocas y de geología, enfocados al diseño y construcción de estas obras.

Cualquier material que constituya al terreno posee una inclinación que le permite conservar su forma o estabilidad. El ingeniero fue quién se propuso el reto de encontrar la mayor inclinación tendente a la vertical que el terreno pueda soportar sin caerse, motivado por dos razones fundamentalmente: una necesidad de espacio suficiente para el emplazamiento de su infraestructura, y el de abaratar la construcción al excavar y mover la menor cantidad posible de material. La combinación de estas dos razones implica, sí un talud muy escarpado, pero a cambio de un problema que implica toda una aventura técnica para el ingeniero.

*Rico Rodríguez (2002)* aporta datos muy interesantes en torno a la construcción de taludes en las carreteras mexicanas. El 50% de ellas se construyen sobre terreno montañoso y el movimiento de tierras por la construcción de taludes implica el 70% de su costo total. La magnitud del volumen de tierras que se mueve en una obra carretera es muy sensible a las inclinaciones que se le den a los taludes, de ahí que su diseño realmente impacte en términos económicos y despierte una gran inquietud en todos los sectores involucrados con la obra.

El contraste surge cuando un talud se construye con una pendiente mayor a la que puede soportar el material, pues entonces se produce el deslizamiento de una parte del terreno a zonas indeseadas, que en ocasiones llegan a causar daños y pérdidas de proporciones catastróficas. De hecho, existe evidencia de algunos casos carreteros en México en los que las maniobras de reparación en los sitios donde los taludes han fallado, requieren de gastos que rebasan el costo total de la obra, y el problema se agudiza cuando se emplazan dentro de núcleos urbanos.

Los estudios geotécnicos, foco temático de este documento, son las actividades que permiten recabar la información necesaria para alimentar los modelos (cualitativos o cuantitativos) con los que se puede dictaminar si un talud, con cierta inclinación, es estable o inestable.

Para diseñar, construir, corregir o revisar un talud, hay que conocer primero la dinámica sobre la cual se sustenta su estabilidad. Los distintos tipos de taludes, sus elementos más



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

importantes, materiales constituyentes, mecanismos de rotura y los factores que afectan su estabilidad son temas expuestos a continuación.

### 1.1 Definición de Talud

Un talud en el ámbito geotécnico se entiende como una masa de terreno formada por suelo y/o roca, con una superficie inclinada con respecto a la horizontal.

Las partes más comunes que componen a un talud que no ha sido sometido a métodos de corrección o estabilización son las siguientes (Fig. 1-1):

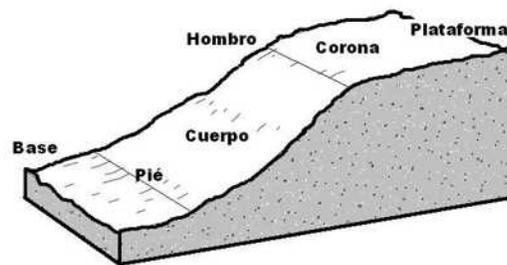


FIG. 1-1 PARTES COMPONENTES DE UN TALUD

- *Corona*: Material no desplazado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.
- *Cuerpo*: Superficie inclinada que perfila el material que conforma la ladera.
- *Hombro*: Zona de transición entre la superficie inclinada y la corona del talud.
- *Pié*: Parte más baja de la superficie inclinada que se intersecta con la horizontal del terreno ladera abajo.
- *Base*: Terreno aproximadamente plano adyacente al pié del talud.
- *Plataforma o cabecera*: Porción superior del talud más allá de la corona.

### 1.2 Tipos de taludes

Para entender el comportamiento de un talud en particular, es necesario establecer su tipo en función de la génesis de su formación y al tipo de material que lo conforma, pues cada uno de estos factores imprime distintos mecanismos que controlan su estabilidad o equilibrio.

En relación a su proceso de formación existen taludes naturales (mejor conocidos como *laderas*) y taludes artificiales (también llamados *excavaciones*). Los taludes en general pueden estar constituidos por materiales rocosos, suelos o rellenos, confiriéndole cada material una estructura de distinta competencia mecánica e hidrogeológica.



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

En la construcción de vías carreteras es necesario conocer toda la gama de taludes a las que inevitablemente se puede enfrentar el ingeniero, ya que cada una de ellas tiene un impacto en su seguridad y economía. Por tratarse de obras de infraestructura de gran extensión, es muy probable que a lo largo de su trazo se tenga que lidiar con materiales heterogéneos y formaciones geomorfológicas muy diversas, por lo que es necesario conocer su dinámica de manera aislada y bajo condiciones de interacción. Por ejemplo, no se puede construir un talud de corte (talud artificial) sobre una ladera (talud natural) que sabe inestable, porque se podría detonar un deslizamiento que arriesgaría la integridad de la obra. En la Fig. 1-2 se observa la falla de un talud artificial en el que no fueron consideradas las características de los materiales que conforman a la ladera.



FIG. 1-2 INTERACCIÓN DE TALUDES NATURALES Y ARTIFICIALES EN UN TRAMO CARRETERO (MODIFICADO DE SUÁREZ, 2007)

### 1.2.1 Taludes naturales o laderas

Se conocen con el nombre de taludes naturales o simplemente laderas las superficies inclinadas de las masas de terreno que se han generado sin intervención humana. Deben su formación a los procesos geodinámicos y geomorfológicos que se suscitan en el interior de la tierra y en su superficie, afectando a la corteza terrestre, donde los movimientos tectónicos, la actividad volcánica y el intemperismo juegan los roles más importantes.

Se diferencian de los taludes artificiales principalmente por tratarse de formaciones geológicas de gran tamaño en cuanto a su altura, extensión y volumen, razón por la cual, su análisis requiere consideraciones especiales. Su estabilidad en algunas ocasiones suele ser frágil debido a la condición de equilibrio dada por el capricho de la naturaleza, la cual puede ser fácilmente vulnerada por fenómenos hidrológicos, sísmicos, antrópicos, etc.



### **1.2.2 Taludes artificiales o excavaciones**

Los taludes artificiales o excavaciones son las formaciones de terreno construidas por el hombre, refiriéndose de esta manera a los taludes de corte (desmontes o trincheras) y terraplén. Cualquier obra de infraestructura hecha para satisfacer una necesidad humana que requiera de una superficie plana en una zona de pendiente, precisa la excavación de taludes artificiales.

Se suelen construir con una inclinación lo más tendiente a la verticalidad que pueda permitir la resistencia de los materiales que constituyen al terreno, para abaratar los costos derivados por los sobrecarros del material producto de la excavación. Generalmente los taludes excavados en la ingeniería civil alcanzan alturas máximas de 40 ó 50 m, y son proyectados para ser estables a largo plazo.

Los taludes artificiales son los más estudiados en los proyectos carreteros debido a su frecuencia a lo largo del trazo, sin embargo es la estabilidad de las laderas la que comúnmente define el emplazamiento final que tiene el proyecto.

### **1.2.3 Macizos rocosos**

Los macizos rocosos son estructuras formadas por bloques sólidos de matriz rocosa separadas por planos de discontinuidad o debilidad (estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidad, laminación, etc.). Las propiedades esfuerzo-deformacionales de los macizos rocosos son por tanto de naturaleza discontinua y anisótropa, ya que su comportamiento varía dependiendo de la orientación que tengan los planos de debilidad con relación a las fuerzas actuantes.

Para estudiar el comportamiento mecánico del macizo rocoso deben estudiarse las propiedades de la matriz rocosa así como de los planos de discontinuidad. De la matriz rocosa se debe conocer su naturaleza, propiedades resistentes, grado de meteorización, alterabilidad, etc. En las discontinuidades ha de considerarse el tipo y origen, distribución espacial, tamaño y continuidad, espaciado, rugosidad, naturaleza del relleno, presencia de agua, familias presentes, etc.

El conocer las características mencionadas es el paso previo que se requiere para evaluar la estabilidad de una ladera y diseñar un desmonte en medios rocosos.

Cuando se inicia un movimiento o falla en taludes constituidos por materiales rocosos, generalmente lo hacen siguiendo los planos de debilidad preexistentes, pues son éstos los que poseen la resistencia al corte más baja.

### **1.2.4 Suelos**

Los suelos son partículas minerales unidas por débiles fuerzas de contacto, sueltas o poco cementadas, más o menos consolidadas, con fluido intersticial (agua y/o aire) relleno los



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

huecos existentes entre las partículas y que han podido sufrir transporte (suelos transportados) o desarrollarse in situ (suelos residuales).

El comportamiento de las masas de suelo se aproxima al de un medio continuo y homogéneo. La dinámica de estos materiales depende de las propiedades y características de sus agregados, como los son: su tamaño, forma, grado de redondez, contenido de arena y/o arcilla, contenido de agua y estado del nivel freático.

Para determinar la estabilidad de un talud en suelos es necesario evaluar las propiedades mecánicas (ángulo de fricción y cohesión), propiedades físicas (pesos específicos de los materiales) y las propiedades hidráulicas (posición del nivel de aguas freáticas) de cada uno de los estratos de suelo presentes en el talud.

Las superficies de rotura en taludes de suelo se desarrollan sin seguir una dirección preexistente. Existen casos en los que se presentan superficies de rotura en contactos de suelo y roca que difiere con la que se tiene en los suelos.

### **1.2.5 Materiales de relleno**

Los materiales de relleno consisten en aquellos depósitos artificiales realizados por la demanda de ciertas actividades, como la construcción de obra civil (terraplenes, presas de tierra, etc.), o bien como la acumulación de materiales de desecho generados por las construcciones (vertederos, escombreras, etc.).

El comportamiento de los materiales de relleno se asemeja mucho al que se da lugar en los suelos. No obstante, su estudio se facilita debido a que constituyen una estructura que se construye con material relativamente controlado, como es el caso de los taludes de terraplén. En los taludes de corte no es posible desnudar las condiciones en las que se encuentran los materiales a excavar lo cual le confiere cierta dosis de incertidumbre al estudio.

Los movimientos de taludes que se producen en materiales de relleno se llevan a cabo en superficies de rotura no determinadas previamente.

### **1.3 Tipo de movimientos de taludes**

Se entiende por movimiento de taludes al desplazamiento sufrido por los materiales que constituyen las laderas o excavaciones, debido a un reajuste del material para conseguir el equilibrio ante un cambio en sus condiciones. Cuando un talud sufre un movimiento se produce una superficie de rotura sobre la cual se mueve el material desplazado. El término más comúnmente usado para referirse al movimiento de taludes es “deslizamiento”, sin embargo éste término en realidad se refiere a un tipo especial de movimiento de taludes, de tal suerte, para no



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

crear confusión en éste capítulo, se empleará la frase “movimiento de taludes” para describir cualquier desplazamiento del terreno.

El terreno existente en la superficie terrestre tiende a moverse continuamente hacia altitudes inferiores debido a la acción de la gravedad. Si se le diera todo el tiempo necesario a éste movimiento de los materiales que conforman el terreno y cesara todo tipo de actividad geodinámica al interior de la tierra, seguramente la corteza terrestre se convertiría en una capa plana sin relieves topográficos. En otras palabras, la lucha del terreno por conservar su estado de equilibrio y la acción de la gravedad por modificarlo, tarde o temprano llega a su fin cuando se produce el movimiento de taludes hacia niveles inferiores.

Cuando se habla de movimiento de taludes existen dos escalas de tiempo a considerar: el tiempo geológico o de la tierra, y el tiempo antrópico o del hombre. La mayoría de los cambios en el relieve de la superficie terrestre tardan en suscitarse millones de años (tiempo geológico), sin embargo, el accionar del hombre puede acelerar este proceso sin desearlo (modificación del relieve, erosión, alteración del clima, etc.), ocasionando que el fenómeno se presente dentro de un tiempo que le pueda perturbar (tiempo antrópico). El interés del hombre por el movimiento de taludes surge por la búsqueda de un antídoto que evite que éstos ocurran cuando aún puedan afectarle.

*“Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes contruidos por el ingeniero (Rico-Rodríguez, 2006).”*. Los estudios en taludes artificiales se enfocan al diseño de excavaciones que sean estables en el tiempo, y a la corrección o estabilización de las roturas, que suelen ser superficiales y afectar a volúmenes relativamente pequeños. Los movimientos en laderas naturales pueden ser profundos y movilizar millones de metros cúbicos de material; los mecanismos de rotura, además, suelen ser complejos, estando condicionados por factores o procesos a escala geológica

En proyectos carreteros es importante considerar lo descrito en el párrafo anterior, ya que los tramos donde se detecten movimientos de laderas constituyen un riesgo geológico que puede afectar su viabilidad. *“Los grandes movimientos a escala geológica son por lo general, imposibles de controlar, y en estos casos las únicas medidas posibles son la prevención y las restricciones de uso del territorio (Gonzales-deVallejo, Ferrer, Ortuño y Oteo, 2002).”*.

Las inestabilidades en laderas y en taludes excavados, se deben al desequilibrio entre las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno, de tal forma que las fuerzas desestabilizadoras superan a las fuerzas resistentes. El desequilibrio radica en una modificación de las fuerzas existentes o a la aplicación de nuevas fuerzas externas estáticas o dinámicas. Los factores que modifican la condición de equilibrio en un talud serán descritos en la **Sección 1.4** de este documento.



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

La etapa de reconocimiento y clasificación del tipo de movimiento es de gran relevancia, debido a que en función del tipo de rotura, se selecciona el método de análisis para verificar la estabilidad del talud, controlarlo y corregirlo en caso de ser necesario.

### **1.3.1 Movimiento de laderas**

Las inestabilidades en laderas se caracterizan porque los materiales que componen la masa fallada se pueden mover por derrumbe o caída, deslizamiento, flujo o coladas, desplazamiento lateral y en ocasiones una combinación de éstos. Algunos de los movimientos de laderas son rápidos porque ocurren en segundos, mientras que otros pueden tomar horas, días, meses e incluso lapsos mayores para que se desarrollen. Los movimientos rápidos suelen ser los más preocupantes en términos de riesgo humano y económico, puesto que no se tiene el tiempo necesario para alertar a la ciudadanía o mitigar la amenaza. En este sentido suele ser urgente una detección oportuna del peligro que se tenga, y que mejor que hacerlo durante la etapa de planeación de un proyecto de infraestructura. *“Los movimientos de laderas son quizá los procesos naturales más previsibles y más sensibles a la prevención de daños que conllevan (Gonzales-deVallejo, et al., 2002).”*

Las áreas más susceptibles al movimiento de laderas, en un sentido global, son las zonas montañosas o fuertemente escarpadas, zonas de relieve bajo procesos erosivos y de meteorización intensos, laderas de valles fluviales, acantilados costeros, zonas con materiales blandos y sueltos, con macizos rocosos lutíticos o arcillosos, esquistos y alterables, zonas sísmicas, zonas de precipitación elevada, zonas volcánicas activas, etc.

En el campo de las ciencias de la tierra se cuentan con numerosas clasificaciones que intentan abarcar en lo posible los diferentes tipos movimientos que se pueden presentar en las laderas naturales. A continuación se presenta una clasificación simplificada de los grupos más representativos en el movimiento de laderas naturales.

#### **1.3.1.1 Caídos o derrumbes (fall)**

Se trata de movimientos abruptos de fragmentos aislados de roca y suelo que se originan en pendientes muy fuertes y acantilados, por lo que el movimiento es prácticamente de caída libre, rodando y rebotando.

##### *1.3.1.1.1 Desprendimientos*

Los desprendimientos son caídas muy rápidas de bloques rocosos o suelos, producidas por una erosión ocurrida al pie del bloque, ocasionando esfuerzos de flexo-tensión que terminan por romper la masa en superficies de corte normalmente pequeñas (Fig. 1-3).

Suelen producirse en formaciones geológicas constituidas por alternancias sedimentarias de estratos resistentes y débiles. Al ser intemperizada la ladera ocurre un diferencial de



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

meteorización donde las capas subyacentes más afectadas dejan de ser un soporte para las capas suprayacentes, cuya su resistencia a la tracción se ve rebasada y rompen.

Los factores que los provocan son la erosión y la pérdida de apoyo de los bloques, el agua en las discontinuidades, las sacudidas sísmicas y las grietas por desecación del terreno en el caso de las masas de suelo.

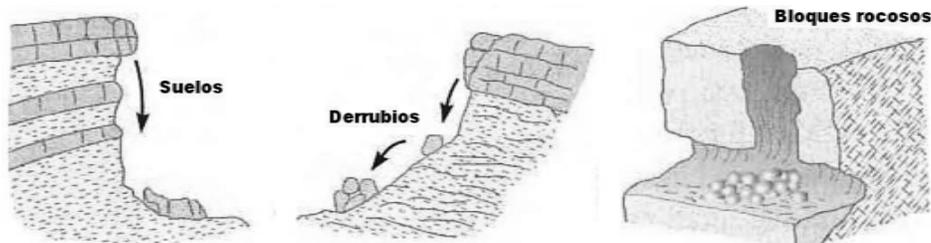


FIG. 1-3 DESPRENDIMIENTOS EN DIFERENTES MATERIALES (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

Aunque los bloques desprendidos suelen ser de poco volumen, su movimiento es repentino y su velocidad suele ser alta, pudiendo caer libremente, saltar o rodar, dependiendo de la inclinación del talud. Suponen un riesgo importante en vías de comunicación y edificaciones situadas en zonas montañosas y al pie de las laderas.

### 1.3.1.1.2 Vuelcos o volteos (*toppling*)

Se trata de caídas de bloques rocosos con rotación hacia adelante y hacia afuera, que se generan por la presencia de planos de discontinuidad (grietas de tensión, formaciones columnares o diaclasas) que tienden a la vertical formando unidades tipo columna que buzan en sentido contrario a la ladera (Fig. 1-4).

Se desarrollan exclusivamente en macizos rocosos y su rotura se presenta bajo la acción de la gravedad y fuerzas ejercidas por unidades adyacentes o por presiones de poro que actúan en las discontinuidades por inclusión de agua.

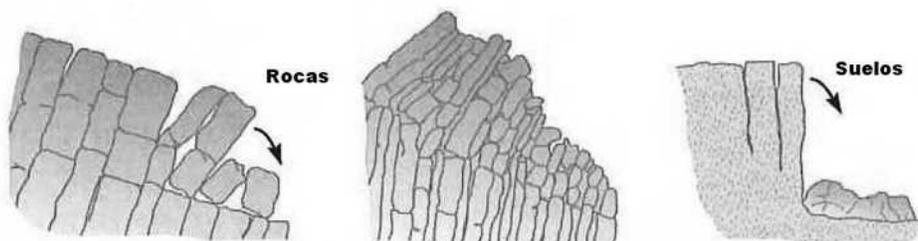


FIG. 1-4 VUELCO EN DIFERENTES MATERIALES (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

Cuando las unidades columnares son flexionadas por movimientos acumulados ocurren *vuelcos por flexión*. Se da un *vuelco de bloques* si se trata de macizos con discontinuidades ortogonales buzando hacia el talud, donde los bloques inferiores son empujados por los de arriba produciendo su desplazamiento.

### 1.3.1.2 Deslizamientos (slide)

Los deslizamientos son movimientos de masas de suelo o roca que deslizan pendiente abajo, comportándose como una unidad en su recorrido sobre una o varias superficies de rotura delimitadas por la masa estable o remanente de una ladera.

La velocidad de estos movimientos es muy variable, pero suelen ser procesos rápidos que abarcan grandes volúmenes de material. Cuando la pendiente es muy pronunciada no alcanzan el equilibrio al pie de la ladera, pudiendo continuar la masa su movimiento hasta convertirse en un flujo.

La forma de las superficies de rotura son visibles y se distinguen dos tipos: Rotacionales (superficies curvadas) y Traslacionales (superficies planas).

#### 1.3.1.2.1 Rotacionales (rotacional)

El tipo de deslizamiento rotacional se caracteriza por tener una superficie de rotura curva en forma de cuchara o concha, definiendo un movimiento de rotación con respecto a un eje de giro situado encima y paralelo al talud (Fig. 1-5).

La superficie sobre la que se produce la rotura puede tener salida en diferentes partes del talud, distinguiéndose tres diferentes tipos de deslizamiento rotacional: *rotura de cuerpo*, *rotura de pié* y *rotura de base*.

Afectan principalmente a laderas formadas por suelos arcillosos blandos y en ocasiones a macizos rocosos muy fracturados e intemperizados.

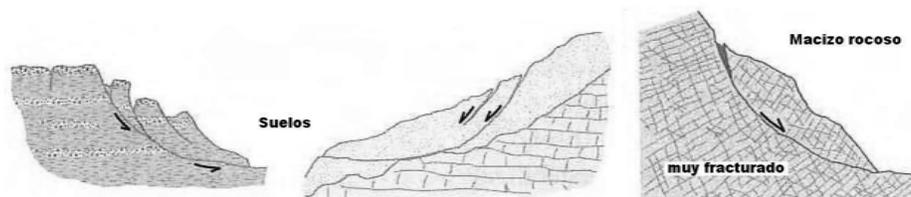


FIG. 1-5 DESLIZAMIENTO TIPO ROTACIONAL (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

En la superficie del terreno suelen aparecer grietas concéntricas y cóncavas hacia la dirección del movimiento, con un escarpe en su parte alta (entre mayor sea el escarpe mayor será el desplazamiento que sufra la masa deslizada). Al pié de la ladera el material se acumula en un depósito tipo lóbulo con grietas de tracción transversales al sentido del movimiento.



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

### 1.3.1.2.2 Traslacionales (traslational)

En los deslizamientos traslacionales la masa de terreno se desplaza hacia afuera y abajo sobre una superficie más o menos plana de debilidad preexistente (Fig. 1-6).

No suelen ser muy profundos, aunque sí muy extensos y alcanzar grandes distancias. El movimiento se produce de forma muy rápida (más que los rotacionales) y están controlados por discontinuidades que separan estratos de diferente competencia en cuanto a su resistencia al corte, grado de meteorización, etc.

Son comunes en macizos rocosos con discontinuidades bien definidas y echado propicio al deslizamiento que no precisamente tiene una pendiente elevada. En ocasiones, el plano de rotura es una fina capa de material arcilloso entre estratos de mayor competencia.

Cuando el deslizamiento se fragmenta en unidades separadas, se denomina deslizamiento quebrado.



FIG. 1-6 DESLIZAMIENTO TIPO TRASLACIONAL (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

Existen deslizamientos traslacionales que se presentan cercanos a la corona en forma de bloque, formados por la intersección de dos planos de discontinuidad. Si las superficies se inclinan en sentidos diferentes, se denomina *cuña directa*. Cuando la inclinación ocurre hacia el mismo sentido se le llama *cuña inversa*.

### 1.3.1.3 Flujos o coladas (flow)

Los flujos o coladas son movimientos de masas de suelo, derrubios (material predominantemente grueso y suelto) o bloques rocosos con abundante presencia de agua, donde el material en movimiento se comporta como un líquido viscoso sin que la superficie de rotura sea distinguible.

El material susceptible a fluir puede ser cualquier formación no consolidada, siendo los suelos arcillosos los más afectados una vez iniciado el movimiento por la pérdida de resistencia gradual que tienen. Pueden tener lugar en laderas de pendientes bajas (incluso menores a  $10^\circ$ ) y alcanzar varios kilómetros.

Los movimientos son poco profundos en relación con su extensión y su velocidad de extremadamente lenta a muy rápida.



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

### *1.3.1.3.1 Reptaciones (creep)*

Se trata de deformaciones constantes, generalmente superficiales (menores a 1 m) y extremadamente lentas, prácticamente imperceptibles. Afecta a grandes áreas de suelos y materiales alterados sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y la estable.

*Rico-Rodríguez (2006)* menciona dos clases de reptaciones: la estacional y la masiva. La reptación estacional está vinculada con los cambios climáticos en una región, donde los ciclos de humedecimiento y secado, expansiones y contracciones térmicas, producen ciertos movimientos en la capa más superficial del terreno. La reptación masiva en cambio, afecta capas más profundas del terreno, originando movimientos donde en nada influye el factor ambiental.

Los materiales arcillosos son los más propensos a sufrir este tipo de movimientos, debido a que si son sometidos a esfuerzos por debajo de su nivel de falla, permite que estos esfuerzos actúen a cambio de pequeñas deformaciones en el transcurso del tiempo (*creep*).

Se manifiesta al cabo de un tiempo en la inclinación o falta de alineación de los árboles, vallas, muros, postes o elementos similares, adoptando una posición perpendicular a la ladera.

No se conoce un método seguro para detenerlo una vez que inicia, por ello es importante para el ingeniero su localización oportuna antes de iniciar el proyecto. El apoyo más importante con que se cuenta para su detección, es la fotointerpretación de pares de fotografías aéreas utilizando la estereoscopia, ya que el movimiento no puede ser disimulado por la ladera que adopta el aspecto de un líquido viscoso en movimiento.

### *1.3.1.3.2 Flujo de lodos (mud flow)*

Son originados en materiales con al menos un 50% de fracción fina y con un contenido de agua muy elevado para permitir fluir el material. La velocidad con que fluye la mezcla pendiente abajo es muy rápida.

Su aparición suele coincidir con periodos de lluvia intensos sobre laderas sobre las que se ha removido la cobertura vegetal.

### *1.3.1.3.3 Flujo de suelo (earth flow)*

Se presenta en materiales con al menos un 50% de granos de grava, arena y limo, no demasiado húmedos. Generalmente son desencadenados por eventos sísmicos que generan altas presiones de poro en la masa, anulando la resistencia del material por la pérdida de contacto entre las partículas.

Estos flujos de suelo por lo común retienen mucha de la vegetación original, así como la estratigrafía y aspecto general de la formación en la que ocurrió el movimiento primario.



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

### 1.3.1.3.4 Flujo de derrubios (*debris flow*)

Movimiento complejo que abarca fragmentos rocosos, bloques, cantos y gravas en una matriz fina de arenas, limos y arcillas, y vegetación con aire y agua entrampados.

Ocurren en laderas cubiertas con material suelto o no consolidado, especialmente en aquellos que no cuentan con cobertura vegetal. La pendiente de las laderas fuente de derrubios oscila entre los 20° y 45°, y las zonas de acumulación entre 5° y 15°.

A medida que avanza el movimiento las partículas se van rompiendo en fragmentos cada vez más pequeños.

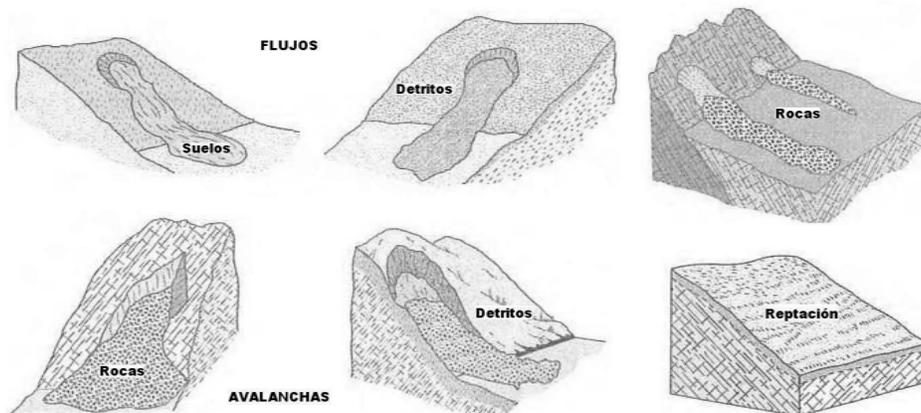


FIG. 1-7 FLUJOS Y AVALANCHAS (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

### 1.3.1.4 Desplazamientos laterales (*lateral spreading*)

Los deslizamientos laterales son movimientos de bloques rocosos o masas de suelo competentes sobre estratos de materiales blandos y deformables. La masa se desplaza a favor de pendientes muy bajas. Los movimientos son debidos a la pérdida de resistencia o licuefacción del material subyacente, que fluye o se deforma por el peso de los bloques rígidos (Fig. 1-8).

Aparecen en laderas suaves, y pueden ser muy extensos. Las capas superiores se fragmentan presentando un aspecto caótico.

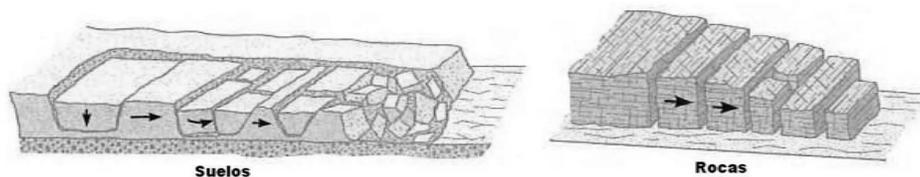


FIG. 1-8 DESPLAZAMIENTOS LATERALES (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)



### **1.3.2 Movimiento de taludes artificiales**

Los movimientos de taludes artificiales, como ya se ha comentado, son excavaciones de terreno hechas por el hombre, donde parte del material que constituye el talud ha sufrido un desplazamiento. Generalmente se trata de movimientos superficiales de extensión relativamente reducida, a menos que hayan fungido como detonante del movimiento global de una ladera.

El movimiento de laderas comúnmente son accionados por procesos naturales, es decir, la naturaleza es la responsable directa de su rotura, donde el hombre poco puede hacer para detenerlos pero si mucho para detectarlos. Cuando un talud artificial rompe, la deuda recae inmediatamente sobre el ingeniero que lo diseñó, siendo pocos los argumentos que logren justificarlo. Si un talud de corte falla debido a su propio peso, el ingeniero fue quien no determinó la inclinación adecuada; si una lluvia intensa desató el movimiento, el ingeniero fue quien no dotó a la estructura con un buen sistema de drenaje; si fuerzas sísmicas causaron estragos, el ingeniero fue quien no tomó en cuenta el factor sísmico en su diseño. Obviamente hay excepciones a la regla, y más aún cuando se toman en cuenta las incertidumbres que rodean los diseños de taludes (principalmente al momento de caracterizar y modelar el terreno), pero en este sentido el ingeniero debe contar con la astucia y la agudeza de un guerrero para dominar los factores que jueguen en su contra.

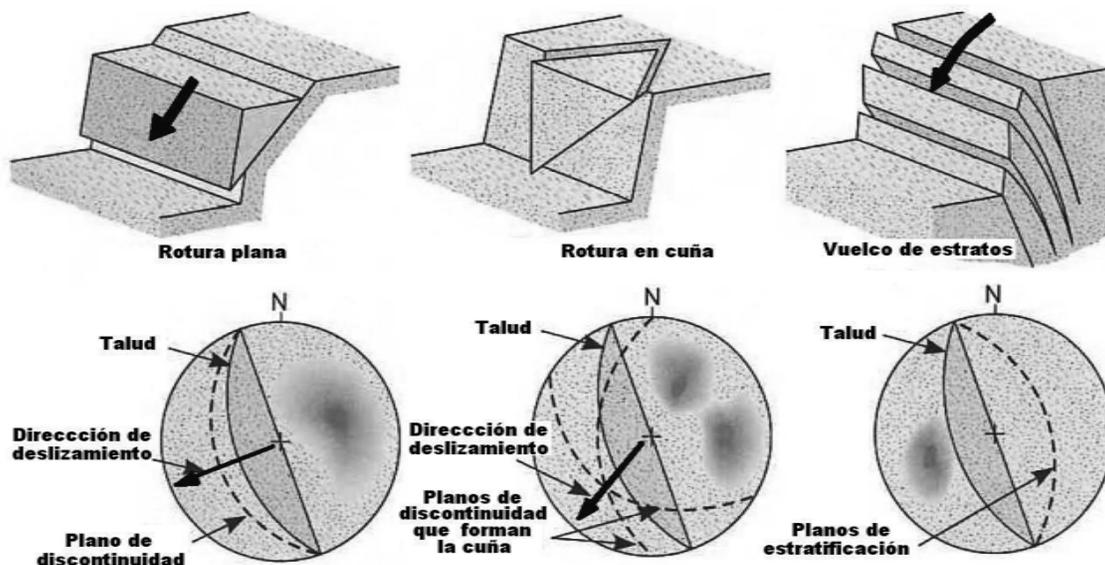


FIG. 1-9 REPRESENTACIÓN ESTEREOGRÁFICA DE LOS PLANOS DE DISCONTINUIDAD CON RESPECTO A LA ORIENTACIÓN DEL TALUD PARA ALGUNOS TIPOS DE ROTURAS EN MACIZOS ROCOSOS (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

A continuación se presentan los distintos modos de rotura que pueden aparecer en un talud artificial, distinguiendo dos grupos principales de acuerdo al tipo de material. Es elemental



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

conocer cómo puede fallar un talud para entender la manera en que trabaja y así elegir el criterio de análisis y de diseño más apropiado para cada caso. Si no se sabe cómo se mueve un talud tampoco se sabrá cómo detenerlo.

### 1.3.2.1 Roturas de taludes en rocas

Los diferentes tipos de rotura que ocurren en un macizo rocoso se deben a su grado de fracturación, la orientación y la distribución de las discontinuidades con relación al talud (Fig. 1-9). En macizos rocosos duros y competentes las discontinuidades definen los planos de rotura del talud. Cuando el macizo rocoso está formado por rocas blandas poco competentes, la matriz rocosa juega un papel primordial en el mecanismo de rotura.

Los modelos de rotura más frecuentes son: rotura plana, en cuña, por vuelco, por pandeo y curva (Gonzales-deVallejo, et al., 2002).

#### 1.3.2.1.1 Rotura plana

Se produce en una discontinuidad preexistente que buza a favor del talud y con su misma dirección, cumpliéndose la condición de que la discontinuidad debe estar descalzada por el talud y su buzamiento debe ser mayor que su ángulo de fricción interna ( $\psi > \alpha > \phi$ ).

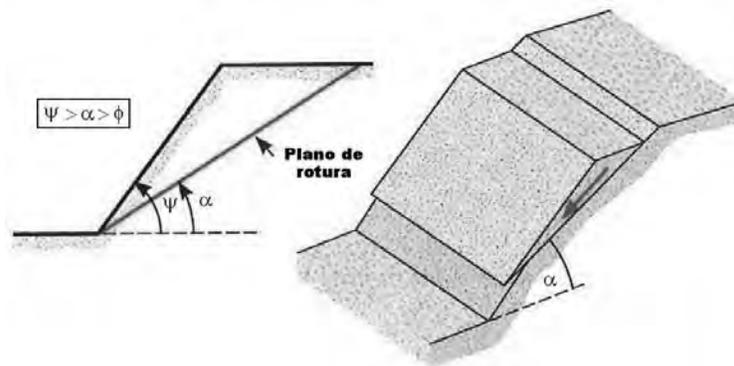


FIG. 1-10 CONDICIÓN PARA LA ROTURA PLANA (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

#### 1.3.2.1.2 Rotura en cuña

Consiste en el deslizamiento de un bloque en forma de cuña, formado por dos planos de discontinuidad que se interceptan, ocurriendo el movimiento a favor de la línea de intersección. Para que se produzca la rotura, ambos deslizamientos deben aflorar en la superficie del talud. Suele presentarse en macizos rocosos con varias familias de discontinuidades, cuya orientación, espaciado y continuidad determina la forma y el volumen de la cuña.



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

La comparación del ángulo de inclinación del talud, de la línea de intersección de los planos de la cuña y de la fricción de los planos permite determinar si la cuña es estable o inestable, cumpliendo la condición ( $\psi > \alpha > \phi$ ) donde el buzamiento es la línea de intersección.

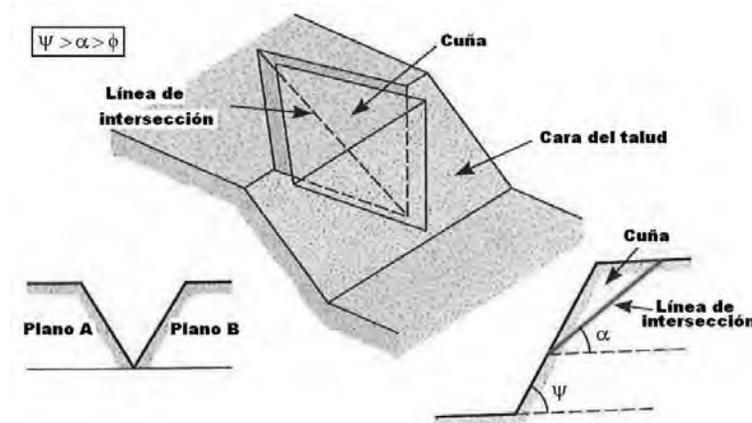


FIG. 1-11 CONDICIONES PARA LA ROTURA EN CUÑA (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

### 1.3.2.1.3 Vuelco de estratos

Se produce en taludes de macizos rocosos donde los estratos presentan un buzamiento contrario a la inclinación del talud y dirección paralela o subparalela al mismo. En general, los estratos aparecen fracturados en bloques a favor de sistemas de discontinuidades ortogonales entre sí. La rotura implica un movimiento de rotación de los bloques, y es desatado por la acción de la gravedad, el peso de las unidades adyacentes o presiones de poro en las discontinuidades.

### 1.3.2.1.4 Rotura por pandeo

Este tipo de rotura se produce a favor de planos de estratificación paralelos al talud, con buzamiento mayor que el ángulo de rozamiento interno. Los estratos deben ser lo suficientemente esbeltos con relación a la altura del talud, para poder pandear. La altura excesiva del talud y presiones de poro en las discontinuidades cercanas al pié y a la superficie del talud, pueden activar la rotura por pandeo.

### 1.3.2.1.5 Rotura curva

Ocurre en macizos rocosos blandos poco competentes y en macizos muy alterados o intensamente fracturados. No existen discontinuidades que controlen el mecanismo de falla y por el contrario tienen un comportamiento de rotura semejante al que se tiene en los suelos (Fig. 1-5).

### 1.3.2.2 Rotura de taludes en suelos

Los taludes en suelos rompen generalmente a favor de superficies curvas, en forma diversa condicionada principalmente por la morfología y estratigrafía del talud.



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

Puede ser aproximadamente circular (la más frecuente), con su extremo inferior en el pié o en la base del talud, cuando se trata de suelos homogéneos. Cuando el talud está formado por estratos de diferente competencia, puede tener lugar una rotura a favor de una superficie plana o de una superficie poligonal delimitada por el estrato más competente (Fig. 1-12).

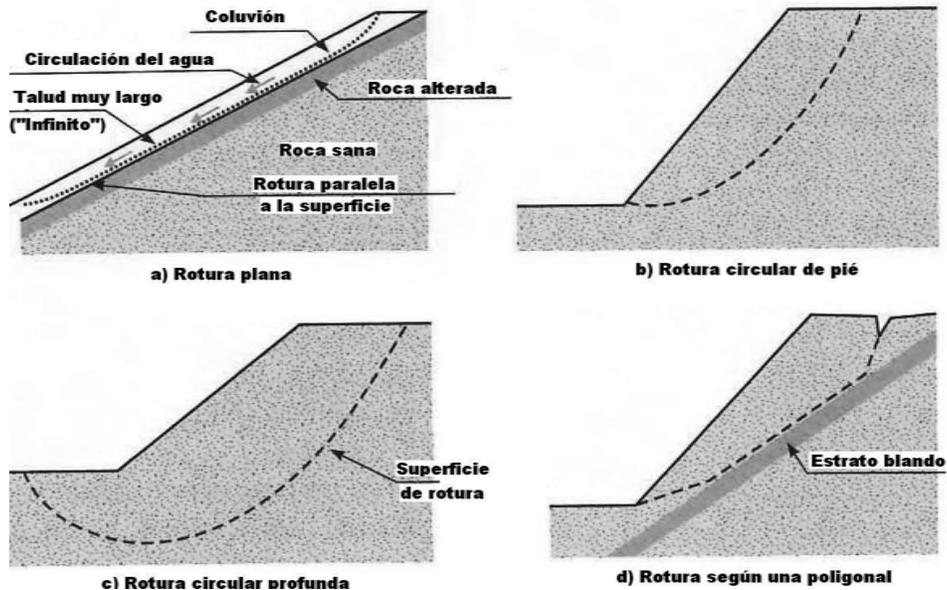


FIG. 1-12 TIPOS DE SUPERFICIES DE ROTURA EN SUELOS (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

### 1.3.3 Velocidad de movimientos de taludes

La velocidad con que se producen los movimientos de taludes está fuertemente vinculada con la forma de la superficie de rotura, por ello cada tipo de movimiento tiene un rango característico de velocidades (Tabla 1-1).

La gama de velocidades de los movimientos de taludes oscila entre algunos mm/año y varios m/s, y depende de:

- Pendiente del talud
- Forma de la superficie de rotura
- Propiedades físicas de los materiales

El volumen de material involucrado es variable y depende de la amplitud de la zona en la que se pueda desarrollar un cierto tipo de movimiento. Existen movimientos que involucran un volumen menor de  $1 \text{ m}^3$  (desprendimientos, vuelcos) y otros que pueden movilizar millones de  $\text{m}^3$  (deslizamientos traslacionales, avalanchas, etc.).



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

La frecuencia con que pueden aparecer determinados movimientos depende de la repetitividad de las circunstancias que favorezcan las inestabilidades. Dichas circunstancias pueden tener un carácter cíclico u ocasionales y tener diferente origen (climáticas, sísmicas, etc.).

TABLA 1-1 VELOCIDAD DE MOVIMIENTOS DE LADERA (MODIFICADO DE GONZÁLEZ 2002, AYALA 2006)

Tipología de movimiento	Velocidad (mm/seg)						
	$>5 \times 10^3$	$5 \times 10^3$ a $5 \times 10^1$	$5 \times 10^1$ a $5 \times 10^1$	$5 \times 10^1$ a $5 \times 10^3$	$5 \times 10^3$ a $5 \times 10^5$	$5 \times 10^5$ a $5 \times 10^7$	$<5 \times 10^7$
	Extremadamente rápido 5 m/s	Muy rápido 3m/min	Rápido 1.8 m/h	Moderado 13 m/mes	Lento 1.6 m/año	Muy lento 16 mm/año	Extremadamente lento
	VII	VI	V	IV	III	II	I
Deprendimientos							
Vuelcos							
Deslizamientos rotacionales							
Deslizamientos traslacionales							
Desplazamientos laterales							
Flujos o coladas							
<b>Clase</b>	<b>Daños Probables</b>						
<b>VII</b>	Violento y catastrófico. Destrucción de edificios por impacto de la masa deslizada. Número elevado de muertos.						
<b>VI</b>	Es difícil escapar. Algunos muertos. Destrucción de edificios y estructuras.						
<b>V</b>	Es posible escapar. Destrucción de edificios y estructuras.						
<b>IV</b>	Algunas estructuras pueden mantenerse temporalmente.						
<b>III</b>	Pueden aplicarse medidas correctoras. Las estructuras y edificios pueden mantenerse.						
<b>II</b>	Las estructuras permanentes no resultan dañadas en general						
<b>I</b>	Imperceptible si no es con instrumentación. Es posible la construcción con precauciones						

### 1.4 Factores que ocasionan inestabilidades

Un razonamiento simple en torno a la dinámica de las inestabilidades de un talud podría ser el siguiente: “La falla de un talud puede lograrse de dos maneras diferentes o por la combinación de estas dos formas: a) disminución de la <<resistencia>> al corte, b) aumento de los <<esfuerzos>> cortantes (Suárez-Díaz, 2007).”.

En un sentido global se puede decir que los factores que propician los problemas de movimiento de taludes se dividen en internos y externos; y tienen que ver directa o indirectamente con los esfuerzos cortantes actuantes (inducen la falla) y resistentes (se oponen a la falla) que se desarrollan con la potencial superficie de rotura. En la mayoría de los casos estos factores se combinan para originar la falla del talud siendo difícil determinar el grado de influencia de cada uno, es por ello que conviene estudiarlos por separado.

En tanto más se conozca y se entienda cómo afectan estos factores la estabilidad de un talud, se tendrán más elementos para distinguirlos en campo, evaluar el grado de amenaza que representan, tomar medidas preventivas y cuando las condiciones lo permitan neutralizar su falla mediante la aplicación de métodos correctivos.



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

TABLA 1-2 FACTORES INFLUYENTES EN EL COMPORTAMIENTO GEOMECÁNICO DE LOS MATERIALES DE UN TALUD (MODIFICADO DE VARNES, 1988)

Reducción de la resistencia al corte	Aumento de los esfuerzos de corte
<p><b>Condiciones iniciales:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Composición, textura y estructura.</li> <li>-Fracturas y fallas.</li> <li>-Planos de estratificación y de foliación.</li> <li>-Zonas de brechas.</li> <li>-Rocas masivas sobre materiales plásticos.</li> <li>-Alternancia de materiales con diferente permeabilidad.</li> </ul> <p><b>Cambios en los materiales por meteorización y reacciones físico-químicas:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Desintegración física de rocas.</li> <li>-Hidratación de minerales arcillosos.</li> <li>-Desecación de arcillas y de rocas arcillosas.</li> <li>-Disolución y lavado de materiales.</li> <li>-Plastificación de arcillas.</li> </ul> <p><b>Cambios en las fuerzas intergranulares debidas al agua y presiones de agua en poros y fracturas:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Precipitaciones.</li> <li>-Deshielo.</li> <li>-Lagos y embalses.</li> <li>-Riego.</li> <li>-Deforestación.</li> </ul> <p><b>Cambios en la estructura:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Por fisuración en pizarras y arcillas sobreconsolidadas.</li> <li>-Por relajación de tensiones en laderas rocosas en valles o excavaciones.</li> <li>-Por remodelo de suelos finos (arenas, loess) y arcillas sensitivas.</li> </ul> <p><b>Debilitamiento de la resistencia debida a procesos de creep.</b></p> <p><b>Acción de las raíces de los árboles y arbustos.</b></p> <p><b>Excavación de madrigueras de animales.</b></p>	<p><b>Actuación de esfuerzos transitorios:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Movimientos sísmicos.</li> <li>-Vibraciones por voladuras, maquinaria y tráfico.</li> <li>-Deslizamientos cercanos.</li> </ul> <p><b>Pérdida de confinamiento lateral y la base del talud:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Erosión del pie del talud por ríos, arroyos, olas, mareas, etc.</li> <li>-Lluvias.</li> <li>-Erosión interna o subterránea.</li> <li>-Disolución y lavado del material.</li> <li>-Labores mineras.</li> <li>-Presencia de materiales plásticos infrayacentes.</li> </ul> <p><b>Cambios en la morfología:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Deslizamientos.</li> <li>-Grandes fallas</li> </ul> <p><b>Sobrecargas naturales:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Rellenos, escombreras y acopio de materiales.</li> <li>-Edificios y otras estructuras.</li> <li>-Cultivos y riego de laderas.</li> </ul> <p><b>Otras acciones antrópicas:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Excavaciones.</li> <li>-Retirada de elementos de contención.</li> <li>-Construcción de embalses y lagos.</li> </ul> <p><b>Presión lateral:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Agua en grietas y cavidades.</li> <li>-Hielo en grietas.</li> <li>-Presencia de materiales expansivos.</li> <li>-Movilización de esfuerzos residuales.</li> </ul> <p><b>Procesos volcánicos.</b></p>

*Modificado de Varnes, 1988*

### 1.4.1 Factor de seguridad

Los análisis de estabilidad permiten diseñar los taludes, mediante el cálculo de un factor de seguridad. El factor de seguridad (FS) de un talud, usualmente se expresa desde el enfoque clásico de un análisis de estabilidad global, como el cociente mínimo entre la resistencia media al esfuerzo cortante ( $\tau_r$ ), y el esfuerzo cortante medio que actúa en la potencial superficie de falla ( $\tau$ ); ó entendido de otra forma, como el cociente de las fuerzas estabilizadoras entre fuerzas desestabilizadoras. El esfuerzo cortante actuante lo induce principalmente el peso del material adyacente al talud. Si se considera la existencia de una ladera, se debe asumir que  $\tau_r > \tau$ , y que por



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

tanto el cociente FS es mayor que la unidad. La condición de falla inminente en un talud se presenta cuando se cumple  $\tau_r = \tau$ , y por tanto  $FS = 1$ . Para que ello ocurra, el esfuerzo cortante medio actuante debe aumentar y/o la resistencia media al esfuerzo cortante del suelo debe disminuir (Tabla 1-3). Los factores externos e internos del talud determinan los cambios que pueden sufrir estas dos variables ( $\tau_r$  y  $\tau$ ) debido a fenómenos naturales o artificiales. Entre los primeros, que aumentan directamente el valor de  $\tau$  (actuante), se pueden considerar las posibles cargas aplicadas, la modificación de la pendiente o de la altura de la ladera, etc. Por otro lado, entre los segundos se pueden englobar los mecanismos que provocan una reducción de la resistencia cortante,  $\tau_r$  (resistente), tales como el intemperismo y la erosión, que generan descomposición y disgregación de los materiales. Sin embargo, el mecanismo más simple y rápido para modificar la resistencia es la generación de presión de poro (presión en el agua que ocupa los intersticios del suelo o las discontinuidades en macizos rocosos); ello ocurre cuando el agua se acumula en el material térreo del talud formando una columna de agua.

TABLA 1-3 DEFINICIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE UN TALUD

Factor de seguridad	Ladera estable	Falla
$FS = \frac{\tau_r}{\tau}$	$FS > 1$ ( $\tau_r > \tau$ )	$FS = 1$ ( $\tau_r = \tau$ )

### 1.4.2 Factores internos

Los factores internos son las que ocurren sin modificar las condiciones exteriores del talud. Deben ligarse siempre a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del terreno constitutivo. El aumento de la presión de poro y la susceptibilidad a la meteorización son ejemplos de estos factores.

Están directamente relacionados con el origen y las propiedades de los materiales que componen la ladera, así como su distribución espacial y, de manera muy particular, por la presencia de agua, la que por la presión que ejerce dentro de la masa de terreno, provoca la disminución de su resistencia al esfuerzo cortante. Varios autores llegan a un acuerdo en la concepción del terrible perjuicio que el agua representa como factor condicionante y detonante en el movimiento de taludes.

*“El agua constituye el agente natural de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidades (Ayala-Carcedo, Andreu-Posse, 2006).”*

*“La mayor parte de las roturas se producen por los efectos del agua en el terreno, como la generación de presiones intersticiales... el agua es el mayor enemigo de la estabilidad de los*



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

*taludes... La presencia de agua en un talud reduce su estabilidad al disminuir la resistencia del terreno y aumentar las fuerzas tendentes a la inestabilidad (Gonzales-deVallejo, et al., 2002).".*

*"El agua, ya sea por lluvias o cualquier otra fuente, es la principal causa que provoca una disminución de la resistencia del material en la potencial superficie de falla (Mendoza-López, Domínguez-Morales, 2004).".*

*"... la mayoría de las fallas importantes ocurren en el periodo que sigue al comienzo de la temporada lluviosa y tienen lugar en estrecha conexión con el régimen de las filtraciones y con el establecimiento de los escurrimientos subterráneos (Rico-Rodríguez, 2006).".*

### **1.4.2.1 Estratigrafía y litología**

Se relaciona con la naturaleza del material que constituye un talud, ya sea roca o suelo. La naturaleza del material condiciona el tipo de inestabilidad que el talud puede sufrir junto con la presencia de agua. Cada estrato de suelo y las distintas litologías de roca presentan diferentes propiedades físicas, de resistencia al corte, grado de alteración, etc., originando la presencia de capas de material blando o de estratos duros que controlan el tipo y la disposición de las superficies de rotura.

Los suelos suelen considerarse medios homogéneos donde la diferencia en los grados de compactación, consolidación, cementación o granulometría predisponen zonas de debilidad y de circulación del agua que pueden generar inestabilidades.

Los macizos rocosos se conciben como medios discontinuos, la existencia de capas de diferente competencia implica también un diferente grado de fracturación en los materiales, complicando la caracterización y el análisis del comportamiento del talud, ya que cada plano de discontinuidad es una potencial superficie de rotura.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos y de las discontinuidades en macizos rocosos, puede ser determinada en pruebas de laboratorio o de campo como se verá en el **Capítulo 3**. Las fuerzas actuantes por peso propio y por cargas aplicadas se determinan con suficiente precisión a partir de las condiciones geométricas del talud y pesos volumétricos de los materiales. Con ello, es posible realizar el análisis cuantitativo de estabilidad en el que se determina un factor de seguridad global.

Las debilidades intrínsecas de los materiales que conforman el talud se combinan con otros agentes desestabilizadores (factores externos) tales como las precipitaciones, los sismos, la actividad volcánica o la meteorización que van en detrimento de su resistencia.

### **1.4.2.2 Estructura geológica y discontinuidades**

Corresponde a la disposición espacial, acomodo, orientación, etc., que tienen los diferentes materiales que constituyen al terreno con relación al talud. La combinación de los elementos



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

estructurales con los parámetros geométricos del talud, altura e inclinación, y su orientación, define los problemas de estabilidad que se pueden presentar. Todas las zonas de contacto de estructuras geológicas distintas se convierten frecuentemente en potenciales superficies de falla cuando adquieren pendientes inclinadas hacia el talud.

La estructura de un macizo rocoso queda definida por la distribución espacial de los sistemas de discontinuidades que individualizan bloques más o menos competentes de matriz rocosa que se mantienen unidos entre sí por las características y las propiedades resistentes de las discontinuidades. La presencia de estos planos de debilidad buzando hacia el talud supone la existencia de planos de rotura y deslizamientos potenciales, y su orientación y disposición condiciona los tipos, modelos y mecanismos de inestabilidad.

Existen amplias zonas en el territorio mexicano con materiales creados por explosiones volcánicas ocurridas en tiempos geológicos recientes, donde los materiales expulsados fueron depositados en estado muy suelto en las pendientes inclinadas de las laderas existentes. Lo anterior ha propiciado formaciones de materiales susceptibles a deslizarse ante perturbaciones externas como las lluvias o los sismos.

Otro tipo de estructura problemática son los depósitos sedimentarios plegados por esfuerzos tectónicos, cuyos planos de estratificación son proclives a los movimientos.

En materiales que han sufrido algún desplazamiento a lo largo de su historia geológica, debido a la liberación de esfuerzos acumulados, los parámetros de *resistencia residual* son los que rigen para tomarse en cuenta en los análisis de estabilidad.

### **1.4.2.3 Condiciones hidrogeológicas**

Las condiciones hidrogeológicas se refieren a la presencia de agua en el talud. Se considera el agua distribuida en la red de fracturación del macizo rocoso o de forma intersticial en los suelos. Sus efectos más importantes son:

- Reducción de la resistencia a la corte de los planos de rotura al disminuir los esfuerzos normales efectivos.
- La presión ejercida sobre las grietas de tracción aumentan las fuerzas que tienden al deslizamiento.
- Aumento del peso del material por saturación.
- Erosión interna por flujo subterráneo.
- Meteorización y cambios en la composición mineralógica de los materiales.
- Apertura de discontinuidades por agua congelada.

El agua en el interior del talud sufre fluctuaciones en sus niveles, debido a las variaciones estacionales de precipitación. En la temporada de sequía el suelo se encuentra parcialmente saturado produciéndose una tensión negativa o capilaridad que lo dota de una resistencia



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

aparente. Sin embargo cuando llega la temporada de lluvia esa capilaridad se rompe por el aumento en el nivel de aguas freáticas, produciendo una presión positiva (presión de poro) entre las partículas de suelo que disminuye los esfuerzos normales efectivos que le dan su resistencia al corte (Fig. 1-13). Además, el aumento en el nivel del agua vuelve a los suelos más pesados, por lo que el peso propio del material genera mayores esfuerzos de corte. Lo expuesto resulta una combinación peligrosa para la estabilidad del talud, debido a la combinación dada por la pérdida de resistencia al corte (disminución de esfuerzos efectivos) y el aumento de los esfuerzos cortantes actuantes (incremento en el peso del material saturado), todo ello causado por el agua.

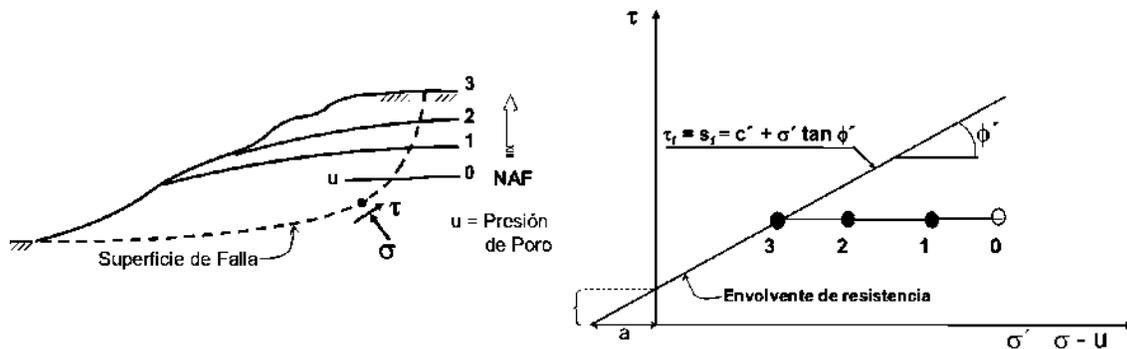


FIG. 1-13 EFECTO DE LA PRESIÓN DE PORO EN LA RESISTENCIA AL CORTE DEL MATERIAL (MODIFICADO DE MENDOZA, 2004)

Cuando discurre en las discontinuidades de un macizo rocoso, el agua forma un tirante que aumenta la presión entre las mismas queriendo separar los planos y disminuyendo su resistencia al corte. También puede actuar como lubricante si entre las discontinuidades existe relleno de tipo arcilloso.

Mendoza López (2004) agrega un elemento más que modifica el estado del agua al interior de un talud. En los centros urbanos o rurales desarrollados en los alrededores de una ladera, a las lluvias debe agregarse la muy frecuente ocurrencia de fugas de agua en los servicios de alcantarillado y suministro de agua potable que generan al fin de cuentas presiones de poro equivalentes a las que induce el agua de lluvia.

Las presiones intersticiales actuando en el interior de un talud pueden medirse directamente en campo mediante un piezómetro. También puede analizarse de forma indirecta a partir de la red de flujo, en función de la geometría del talud y su permeabilidad en las distintas direcciones.

Para situaciones sencillas, un método que permite evaluar la fuerza total ejercida por el agua sobre una superficie de discontinuidad o una grieta de tracción, es asumir un triángulo de presiones hidrostáticas sobre los planos (Fig. 1-14). La fuerza total del agua actuando sobre la



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

discontinuidad vendrá dada por el área del triángulo de presiones construido, considerando solamente dos dimensiones.

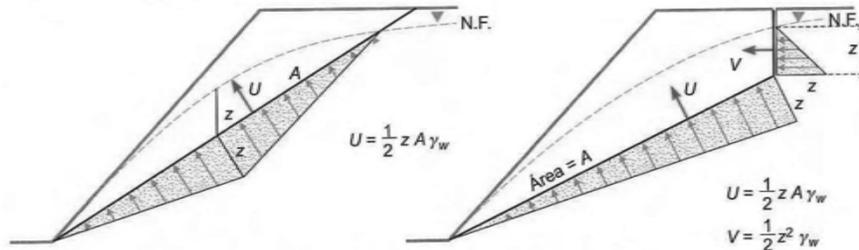


FIG. 1-14 TRIÁNGULO DE PRESIONES EN DISCONTINUIDADES Y GRIETAS DE TRACCIÓN (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

### 1.4.3 Factores externos

Los factores externos producen un aumento en los esfuerzos cortantes actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material. Aumentar la altura del talud, colocar una sobrecarga en la corona o la ocurrencia de un sismo son causas de este tipo

#### 1.4.3.1 Precipitación

El factor que más contribuye a la inestabilidad de laderas es la lluvia. De acuerdo con una estadística mundial sobre los 25 movimientos de laderas más catastróficos ocurridos en el siglo XX (*Schuster, 1996*), el 40% de los movimientos fueron desencadenados por lluvias torrenciales, siendo ésta la primera causa detonante de inestabilidades.

Sus efectos al modificar el contenido de agua del terreno se traduce en el aumento del peso volumétrico en taludes tipo suelo y la reducción de la resistencia al corte por acción de la presión de poro; de la misma manera, las corrientes extraordinarias en el pié del talud propician socavación, deslaves y cambios en la geometría del talud.

Existen casos documentados en la literatura que relacionan a la intensidad o la cantidad de lluvia que cae en una zona con la ocurrencia de movimiento de laderas. Los umbrales de lluvia para los cuales han ocurrido deslizamientos en diferentes partes del mundo, han sido determinados a partir de la necesidad de mitigar los desastres relacionados con este tipo de fenómenos. Las conclusiones a las que se han llegado difieren de una región a otra debido a las diferencias en los tipos de materiales, la geomorfología y el clima.

Hong Kong (donde el clima es tropical y se tienen suelos residuales graníticos) es uno de los países que más ha estudiado el fenómeno dado su territorio tan sinuoso y lluvioso. Han logrado recabar una gran cantidad de información histórica a través de monitorear durante varios años la ocurrencia de deslizamientos y su relación con las lluvias. Concluyeron, que la intensidad horaria



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

de lluvia es el factor principal en la ocurrencia de grandes deslizamientos, sin que tenga que ver mucho la precipitación acumulada previamente (*Geotechnical Control Office, 1984*).

En Colombia y España por ejemplo, se difiere con las conclusiones obtenidas en Hong Kong, ya que para ellos la precipitación acumulada en los meses anteriores es en realidad la detonante en los problemas de movimiento de laderas cuando está formada por suelos residuales (*González, 2002*).

Para los Estados Unidos de Norteamérica debe tomarse como referencia la acumulación de lluvia continua en los días piores a la falla del talud.

En la Tabla 1-4 se muestran los umbrales de precipitación que desencadenan los movimientos de ladera para algunos países que se han encargado de estudiar el fenómeno. En ella se puede comparar la relación que guardan diferentes tipos de movimientos con la intensidad de lluvia y la precipitación acumulada que se tenía durante los meses previos.

TABLA 1-4 UMBRALES DE PRECIPITACIÓN PARA DESENCADENAMIENTO DE MOVIMIENTOS DE LADERA (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

Tipo de movimiento y país		Intensidad horaria (l.)	Intensidad diaria (l.)	Precipitación acumulada	
Movimientos de nueva generación					
Flujos de barro y tierra	Hong Kong	> 40 mm	> 50 mm > 100 mm	> 50 mm (15 días)	
	Japón		> 125 mm	> 182 mm (2 días)	
	Italia (Toscana)	80 mm	86 mm	260 mm (15 días) mm (30 días)	325
	Brasil		>125 mm	> 0,4 P anual (precipitación anual) mm (3 días)	>675
Flujos de derrubios	Estados Unidos (California)	213 mm		>250 mm (3 días)	
	España	20 mm		52 mm durante el evento	
Otros tipos de movimiento	Japón			10 - 150 mm durante el evento	
	Estados Unidos (California)			>180 mm durante el evento	
	Italia (Toscana)		143 - 153 mm	290 - 400 mm (15 días) 450 mm (30 días)	360 -
	Francia			>300 mm (60 días)	
	España		205 mm	>500 mm (3 días) mm (2 días)	476
	España	> 60 mm (clima atlántico)	>150 mm (clima atlántico) >180 mm (c. mediterráneo)	>300 mm (clima mediterráneo)	
Reactivación o aceleración de movimientos					
Diversos tipos de movimiento	Italia			>520 mm (60 días) pequeños deslizamientos) > 900 mm (100 días) grandes deslizamientos)	
	Francia			300 mm (90 días)	
	España			>250 mm (90 días)	
	España			320 mm (15 días)	

Ferrer y Ayala (1997). Tomada de González de Vallejo, 2002

Los umbrales de precipitación difieren de una región a otra pero puede apreciarse una constante en todas ellas, tanto los suelos residuales como las rocas con alto grado de alteración



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

(cercanas a la superficie del talud), suelen ser las formaciones geológicas más propensas a fallar ante fenómenos pluviales intensos. Hay que tener en cuenta que cada umbral de precipitación se relaciona con el tipo de material para el cual fue analizado, si se desea aplicar en otra zona debe verificarse que el terreno sea del mismo tipo.

Desafortunadamente no se cuenta aún en México con información suficiente para establecer umbrales de precipitación, y la poca información que se tiene solo consiste en el análisis de casos aislados de movimiento de laderas con cierto eco por el daño que causaron. Actualmente se están haciendo intentos al respecto impulsados en gran medida por la comunidad investigadora del país, sin embargo es necesario más atención y apoyo por parte de las autoridades para lograr avances significativos en la prevención de movimientos de taludes que pongan en riesgo la infraestructura o las vidas de una población.

*Mendoza (2004)* sugiere una hipótesis acerca de la relación que guardan los umbrales de precipitación obtenidos en Hong Kong con los presentados en México con los deslizamientos de Teziutián, Puebla (1999) y Tijuana, B.C. (1999), en que el cociente entre el umbral de lluvia horaria que define inestabilidades y la precipitación media anual del sitio oscila entre 0.03 y 0.04.

### **1.4.3.2 Sismicidad**

Los sismos son fenómenos naturales o factores externos que ocupan un lugar importante en la detonación de movimientos de taludes. De acuerdo con *Schuster (1996)*, el 36% de los casos de rotura en laderas analizados en su investigación fueron desencadenados por sismos.

Cuando ocurre un sismo se generan una serie de vibraciones en el material que conforma al talud, propagándose en ondas de diferente frecuencia. La aceleración horizontal y vertical de las ondas ocasiona variaciones en el estado de esfuerzos del material alterando el equilibrio del talud. Así se perturba la trabazón intergranular de las partículas de suelo o se produce una apertura de las discontinuidades en macizos rocosos fracturados que disminuyen su resistencia al corte.

En algunas arenas finas saturadas sin drenaje y arcillas de baja permeabilidad, el desplazamiento o rotación de los granos causada por las vibraciones sísmicas, incrementa repentinamente la presión de poro hasta el punto de anular la resistencia al esfuerzo cortante del material que se comporta como un auténtico fluido, produciéndose el fenómeno denominado *licuefacción*.

Los sismos son la causa predominante de movimientos de taludes en zonas sísmicas, por lo que deben incluirse éstas fuerzas en los análisis de estabilidad. El efecto de las acciones sísmicas da como resultado una fuerza horizontal, que actúa a favor de la inestabilidad, equivaliendo a una fracción del peso de la masa potencialmente deslizante, delimitada por la superficie de falla; y se calcula como el producto de un coeficiente sísmico multiplicado por el peso de la masa potencialmente inestable. De esta manera, para que ocurra un movimiento de taludes



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

durante un sismo, es suficiente que las fuerzas actuantes y resistentes en la potencial superficie de falla se igualen.

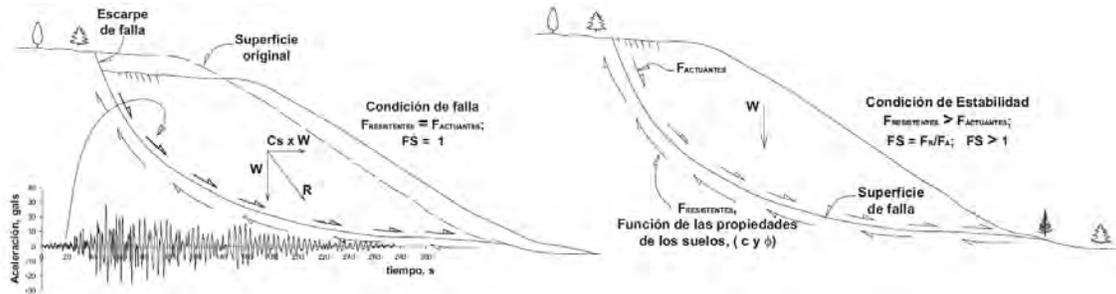


FIG. 1-15 FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES QUE SE DESARROLLAN EN UNA LADERA ANTE UN SISMO (MENDOZA, 2004)

En la Tabla 1-5 se presentan los coeficientes sísmicos usados por diferentes autores para llevar a cabo el análisis de estabilidad de un talud tomando en cuenta un escenario bajo la condición de un sismo.

TABLA 1-5 COEFICIENTES SÍSMICOS UTILIZADOS Y FACTORES DE SEGURIDAD RECOMENDADOS EN LOS ANÁLISIS SÍMICOS DE TALUDES (SUÁREZ, 2007)

Entidad o autor	Coefficiente sísmico	Factor de seguridad
Cuerpo de Ingenieros EUA, para "Mayor Earthquake", 1983	0.10 g	FS>1.0
Cuerpo de Ingenieros EUA, para "Great Earthquake", 1982	0.15 g	FS>1.0
Japón	0.15 a 0.25 g de acuerdo al sitio	FS>1.0
Estado de California, EUA	0.05 a 0.15 g de acuerdo al sitio	No específica
Marcuson y Franklin, 1983	0.30 a 0.50 de PGA (Peak Ground Acceleration)	FS>1.0
Hynes-Gryffin y Franklin, 1984	0.50 de PGA (Peak Ground Acceleration)	FS>1.0, 20% reducción de resistencia
Seed, 1979	0.15 g	FS>1.0, 20% reducción de resistencia

### 1.4.3.3 Vulcanismo

Las erupciones volcánicas pueden provocar deslizamientos o avalanchas rocosas y de derrubios de gran magnitud y velocidad en las laderas de los conos de los volcanes. De hecho, el volcán Santa Elena (EUA) ocasionó el deslizamiento de rocas y detritos más grande de toda la historia, con un volumen aproximado de casi tres mil millones de metros cúbicos deslizados a lo largo de 23 km.



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

El campo de esfuerzos existentes en los conos volcánicos puede modificarse como resultado de una dilatación de las cámaras magmáticas, cambios en el nivel del magma de los mismos y aumento de los temblores armónicos que continuamente se dan. Dichos fenómenos alteran el equilibrio de los taludes que rodean a los cráteres, produciendo generalmente fallas y colapsos.

### **1.4.3.4 Acciones antrópicas**

Las actividades humanas pueden agudizar o causar la ocurrencia de movimientos en taludes. Los problemas de taludes en áreas urbanas son más recurrentes que en zonas rurales, debido a la mayor afectación del entorno por la construcción de infraestructura.

Las causas más importantes de desestabilización son los cambios en la geometría y pendiente debidas a las excavaciones en la construcción, la alteración en las condiciones hidrogeológicas por explotación de acuíferos o fugas en los conductos de agua y la modificación de las fuerzas estáticas externas por la adición del peso de estructuras como edificios o terraplenes. Con menor influencia se tienen las cargas dinámicas generadas por el empleo de explosivos en las voladuras, que actúan como pequeños sismos que aumentan la red de fracturación preexistente en el terreno; y las excavaciones subterráneas al interior de las laderas por la construcción de túneles de diversa índole.

Las excavaciones realizadas en vías terrestres sobre laderas cercanas al equilibrio límite pueden provocar la reactivación o aceleración de los movimientos. Las excavaciones más desfavorables son las realizadas al pié de la ladera (por soportar esta zona los mayores esfuerzos) y en general, modifican el nivel freático y los flujos de agua, ocasionando su acumulación en ciertas zonas.

En laderas situadas en las cercanías de núcleos urbanos, las filtraciones provenientes de las instalaciones de alcantarillado y agua potable, o del riego inadecuado de jardines, pueden causar movimientos.

### **1.4.3.5 Otros factores**

En determinados tipos de suelos o macizos rocosos blandos, los procesos de meteorización juegan un papel importante en la reducción de sus propiedades resistentes, dando lugar a una alteración y degradación al ser expuestos los materiales a las condiciones ambientales como consecuencia de una excavación. Esta pérdida de resistencia puede dar lugar a la caída de material superficial y, si afecta a zonas críticas del talud, como su pié, puede generar roturas generales, sobre todo en condiciones de presencia de agua.

El hielo es otro factor que degrada a los materiales cuando se encuentra ocupando los intersticios del suelo o a las discontinuidades de un macizo rocoso, debido a los cambios



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

volumétricos que sufre cuando se congela o se funde, produciendo una disgregación mecánica de la estructura. Esto se traduce en una disminución de la cohesión del suelo y un ensanchamiento de las discontinuidades. Igualmente produce una dificultad del drenaje del talud.

La nieve representa un problema para la estabilidad del talud cuando se acumula en la corona, incrementando el peso del material que induce los esfuerzos de corte tendentes a la rotura. Cuando se funde la nieve se infiltra en el talud ocasionando los mismos inconvenientes que el agua produce.

### **1.5 Morfología e identificación de movimientos**

En el caso de las laderas naturales se pueden presentar situaciones en las que la estructura interna posea una superficie de rotura sin que esto implique necesariamente un movimiento. Este estado paupérrimo de estabilidad aparente puede conservarse durante mucho tiempo, hasta el día en que se alteren esas condiciones por la construcción de un terraplén o la ejecución de un corte que venga a romper con el pseudoequilibrio histórico y ocasione el movimiento de grandes masas de terreno sin que exista una explicación aparente. *“Un gran número, quizá mucho mayor de lo que generalmente se piensa, de los grandes deslizamientos de tierra que se producen en las vías terrestres que se desarrollan sobre laderas naturales ocurren sobre superficies de falla formadas mucho antes de que, con su obra, el ingeniero rompiera con el equilibrio preexistente (Rico-Rodríguez, 2002).”*

La dificultad al momento de proyectar una vía carretera estriba en detectar, previo al emplazamiento final del trazo, tanto las laderas que ya han exhibido algunos indicios de movimiento como aquellas que son vulnerables a factores que desencadenen una inestabilidad. Sin embargo, todos los movimientos de ladera presentan ciertos rasgos que facilitan su identificación, lo cual proporciona información valiosa para clasificar el movimiento, saber las causas que propician el fallo y efectuar modelaciones adecuadas para analizar su estabilidad. Estos signos consisten sobre todo en deformaciones, agrietamientos y manifestaciones del régimen del flujo interno de las aguas. Esta metodología de trabajo lleva a una interpretación cualitativa y aún subjetiva del estado de la estabilidad de un talud y del riesgo de su falla, siendo éste un buen punto de partida.

Una vez identificado un movimiento debe clasificarse su tipología lo cual es la labor más importante, pues los métodos correctivos en que pueda pensarse dependerán de su tipo y características. No siempre puede establecerse la clasificación del movimiento de un talud basados únicamente en los rasgos descritos, por lo que si hay lugar a dudas debe recurrirse a la instrumentación de campo como el único medio seguro y eficaz que permite llegar a un conocimiento completo del problema.



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

La instrumentación de campo consiste básicamente en colocar una serie de referencias en sitios estratégicos del talud, con la finalidad de ubicar las partes que se están desplazando a través de mediciones hechas con equipos de precisión. Cabe mencionar que la programación de un trabajo de instrumentación siempre va antecedida por el examen cualitativo de los rasgos de un movimiento.

*Rico Rodríguez (2002)* presenta una secuencia de materiales de las que debe desconfiarse para extremar precauciones, aún cuando no existan indicios de movimientos previos. Algunas de éstas son:

- Toda clase de formaciones de roca o suelo duros, que sobreyacen a rocas muy fragmentadas, suelos blandos o materiales muy intemperizados.
- Laderas de arcilla blanda o lutitas, sobre todo si en otras zonas de la ladera se detectan fallas o si están fisuradas.
- Depósitos de talud o de piemonte que descansan contra y sobre estribaciones y lechos de roca firme.
- Laderas a cuyo pié existan causas de erosión, como el mar o corrientes de agua.
- Formaciones de roca o suelos residuales cuyo echado o cuyas estructuras heredadas sean desfavorables, respecto a la excavación que se practique para alojar la vía terrestre.

### **1.5.1 Morfología de un movimiento de talud**

Cuando se estudia el movimiento de un talud se suelen distinguir varias partes, aunque no todas se presentan de igual forma en los diferentes tipos de movimiento. De hecho, hay algunas peculiaridades morfológicas propias de cada tipología.

En la Fig. 1-16 se pueden apreciar las características más comunes de un movimiento. Además se incluyen las dimensiones más importantes que deben ser recabadas para definir su magnitud.

Existen otra serie de manifestaciones deformacionales que acompañan a los movimientos de taludes y que pueden desarrollarse en las inmediaciones o interior del material desplazado. Así, se producen *grietas de tracción* dispuestas transversalmente a la dirección del movimiento. También se desarrollan *grietas radiales* y una serie de *crestas transversales* en el pié del material desplazado.

### **1.5.2 Rasgos característicos en cada tipología**

Cada tipo de movimiento viene acompañado de una serie de rasgos morfológicos muy particulares que permiten distinguirlos de los demás y que vienen condicionados principalmente por el tipo de material y su ubicación espacial con relación al talud (Tabla 1-6). *“Es frecuente que*



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

los mecanismos iniciales que originan los movimientos sean distintos, pero no su aspecto final (Ayala-Carcedo, et al., 2006).”.

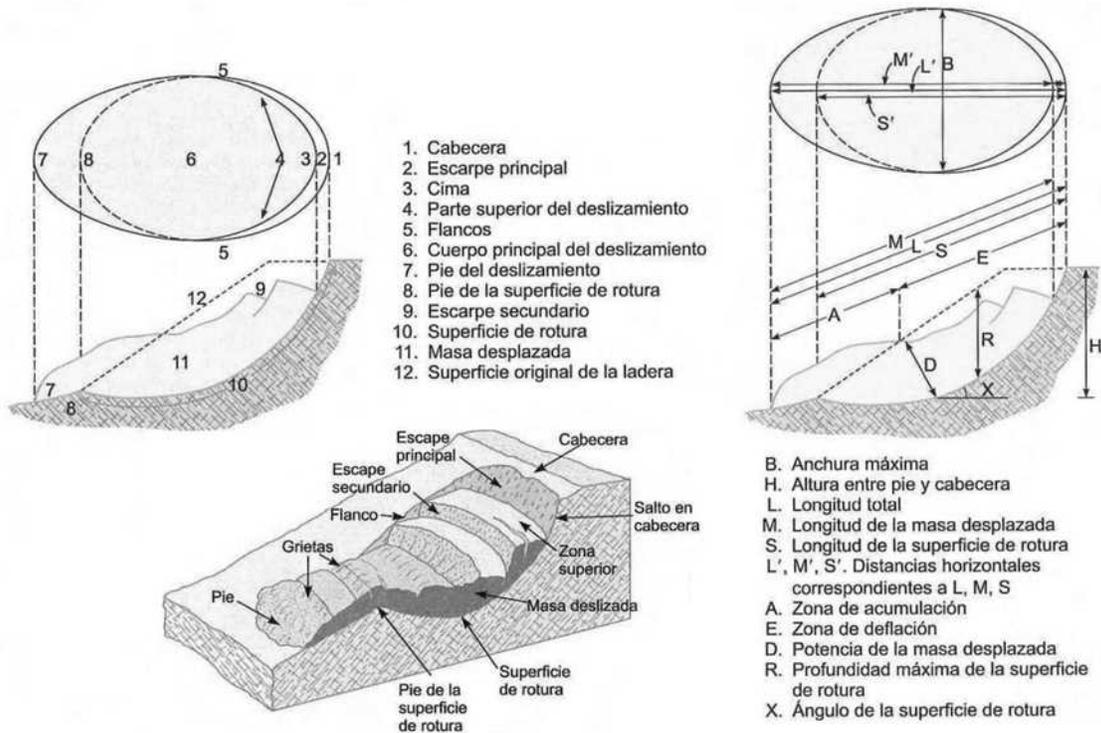


FIG. 1-16 DESCRIPCIÓN DE RASGOS Y DIMENSIONES DE UN MOVIMIENTO DE TALUD (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

Los *desprendimientos* son frecuentes en materiales rocosos de distinta competencia sobre los que presenta una erosión diferencial, quedando zonas en voladizo susceptibles a caer. Presentan una serie de grietas tras los escarpes, controlados por los sistemas de discontinuidades. Los escarpes son de forma irregular y cuasiverticales, bajo los cuales se acumulan depósitos de material con fragmentos irregulares y mezclados que dependen de la trayectoria seguida en su caída.

Una idea del grado de actividad o de intensidad se puede deducir de la presencia o ausencia de vegetación en los escarpes y las grietas, y de los impactos marcados en los troncos de los árboles cercanos.

Los *vuelcos* se presentan sobre medios rocosos con un desarrollo de discontinuidades bien marcado, suelen originar acumulaciones de bloques, de forma columnar dejando un perfil aproximadamente dentado. Se observa en coronación una serie de unidades susceptibles de continuar el movimiento.



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

Los *deslizamientos rotacionales* suelen tener una morfología típica de cuchara o concha, no obstante si el deslizamiento es de gran extensión según el sentido longitudinal del talud, pueden asemejarse a una superficie cilíndrica de eje paralelo al talud. Presentan numerosas grietas radiales bordeando el deslizamiento, y crestas transversales en la zona de acumulación. Aparecen escarpes escalonados, siendo de mayor altura hacia la coronación. Es frecuente el encharcamiento y surgencia de agua en el borde del material acumulado.

TABLA 1-6 RASGOS CARACTERÍSTICOS QUE INDICAN LA POSIBILIDAD DE UN MOVIMIENTO DE TALUD

Rasgos característicos	Interpretación
Salientes, hendiduras y agrietamientos en la parte alta (corona) de una ladera.	Son causados por deslizamientos previos, o son signo de deslizamientos futuros.
Taludes con una superficie empinada o irregular.	Atestiguan los remanentes de depósitos de un deslizamiento ocurrido en el pasado; éstos tienen un potencial alto para convertirse en un flujo o avalancha.
Depresiones en cualquier zona de una ladera.  Taludes con filtraciones de agua.	Generalmente están cubiertas por acumulaciones de suelos colectando agua superficial. En la corona de una ladera, las depresiones dibujan el contorno de una posible escarpa de falla. Éstas pueden estar influenciadas por agua proveniente del interior de la ladera, incluso resultado de fenómenos tales como tubificación y erosión interna.
Taludes con bloques rocosos o muchos cantos rodados.  Presencia o ausencia de vegetación.	Ante pendientes fuertes y con echados favorables, tienen un alto potencial para generar caídos de roca. Los cambios bruscos de vegetación pueden estar asociados a la presencia o ausencia de agua en la ladera, la que influye en las propiedades mecánicas del terreno; o bien, una discontinuidad tal como una grieta o falla que favorezca una inestabilidad.
La inclinación de árboles o cercas (en el sentido del movimiento) ubicadas en el cuerpo de una ladera.	Indican un movimiento pendiente abajo de un espesor de materiales propensos a la falla; usualmente estos movimientos son lentos.
Agrietamientos en banquetas, muros y pisos de zonas urbanas desarrolladas en cañadas, cerros o montañas.	Indican el movimiento y la posibilidad de falla de una ladera, la cual puede ser acelerada por las fugas en los sistemas de drenaje y de abastecimiento de agua.

En los *deslizamientos de tipo traslacional* en rocas existen las denominadas cuñas cuya rasgo morfológico más característico son los huecos de forma tetraédrica que dejan en el talud al deslizar. Antes de suceder el deslizamiento, aparecen en coronación grietas subverticales muy poco curvadas y con espesor similar de la cabeza al pié circundando al deslizamiento y bloques sueltos. La geometría del escarpe principal está condicionada por la distribución espacial de las discontinuidades y el material deslizado puede estar aproximadamente en su postura original.

Los fenómenos de pandeo se caracterizan por abombamientos de placas sobre el talud con derrubios de similar geometría.

En los desplazamientos laterales es característica una sucesión de bloques rocosos que alternan sobresaliendo unos sobre otros.

Las coladas originadas en suelos presentan una cicatriz dentada o en forma de V que se adelgaza hacia la cabeza del movimiento. Suelen carecer de la zona de cabeza y el material



## CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes

desplazado está constituido de fragmentos rocosos distribuidos de forma caótica acumulado en lóbulos. El cuerpo del material desplazado puede tener forma cónica, apuntando hacia la corona.

En la Tabla 1-6 y Tabla 1-7 se pueden apreciar los rasgos más comunes considerados como indicadores de un posible movimiento y las características que permiten asociarlos a una determinada tipología.

TABLA 1-7 FACTORES CARACTERÍSTICOS PARA LA IDENTIFICACIÓN DE MOVIMIENTOS DE LADERA

Tipo de movimiento	Zona de cabecera y parte superior del talud	Zona baja del talud	Geometría
Desprendimientos	Talud irregular y rocosos escarpado con material suelto o derrubios en la parte superior. Bloques independizados por discontinuidades o fracturas. Grietas tras el talud. Vegetación escasa.	Acumulación de bloques y fragmentos rocosos	Pendientes elevadas > 50°.
Deslizamientos rotacionales	Grietas de tracción curvas cóncavas hacia el talud. Escapes curvos con estrías, que pueden ser verticales en la parte superior. Superficies basculadas con encharcamientos. Contrastes de vegetación. Malas condiciones de drenaje y encharcamientos en depresiones.	Depósitos convexos, lobulados. Desvío de cauces.	Pendientes entre 20-40° D/L < 0,3 a 0,1.
Deslizamientos traslacionales en rocas o suelos	Grietas de tracción verticales paralelas al talud. Escarpes verticales poco profundos. Material en bloques con grietas entre ellos. Sin encharcamientos en cabecera. Drenaje desordenado o ausencia del mismo.	Desvío de cauces. En ocasiones acumulaciones de material con forma de lóbulos.	Pendientes uniformes D/L < 0,1.
Desplazamientos laterales	Bloques desplazados y basculados en varias direcciones. Pendientes suaves o muy suaves. Grandes grietas separando los bloques. Bloques con formas irregulares controladas por fracturas. Sistemas de drenaje interrumpidos, obstrucciones en cauces, valles asimétricos.	—	Pendientes suaves, incluso < 10°.
Flujos de barro	Nichos cóncavos poco profundos. Pocas grietas. Contrastes en la vegetación con las zonas estables. Encharcamientos. Sin irregularidades importantes en el drenaje.	Lóbulos. Morfología irregular ondulada.	Pendientes 15-25° D/L = 0,05-0,01.
Flujos de tierra y derrubios	Concavidades y lóbulos en el área fuente. Varios escapes. Depósitos con forma de corriente en valles. Ausencia de vegetación. Drenaje irregular y perturbado en la masa delizada.	Lóbulos, depósitos convexos. Morfología irregular.	Pendientes > 25° D/L muy pequeño.

*D/L = profundidad/longitud de la masa desplazada. Datos de Sauters y Van Westen, 1996*

### 1.6 Importancia de los estudios geotécnicos en los análisis de estabilidad

Hablando de métodos de análisis de estabilidad de taludes se puede decir que existen dos grupos representativos: los métodos cualitativos (empíricos) y los métodos cuantitativos (teóricos).

Los métodos cualitativos son aquellos basados en la experiencia recabada de observar el comportamiento de taludes que han fallado, definiendo rasgos comunes que hayan implicado en mayor o menor medida la rotura del talud. Para realizar una evaluación a través de este tipo de métodos, se requieren apreciar ciertas características en campo, cada una de las cuales



## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

representa un valor índice, que en suma, indican el grado de amenaza de que se presente un movimiento de taludes. Se recurre a un método cualitativo cuando no existe la posibilidad de obtener los parámetros estructurales, mecánicos e hidrogeológicos al interior del terreno.

Los métodos cuantitativos son modelos matemáticos con los que se calcula la estabilidad de un talud atendiendo a los principios de la física y al comportamiento de los materiales. La mayoría de los métodos cuantitativos son de análisis límite y se abordan de la siguiente manera. Como punto de partida, se determina un mecanismo cinemático de rotura propuesto por la experiencia del ingeniero geotecnista, pues los métodos de análisis que existen en la literatura sólo son aplicables a los problemas donde la falla sea del tipo que se considera, por ello, es imperativo identificar el modo de rotura que el talud pueda tener. Una vez seleccionado el método, se analizan las fuerzas tendentes a producir la falla y se comparan con las fuerzas que se oponen a ésta, obteniendo así el factor de seguridad (FS) del talud.

La aplicación de cualquier método de análisis cuantitativo implica conocer la naturaleza, disposición espacial, parámetros mecánicos y presión de poro del material que tiene el talud. Si no se tienen bien definidas estas características, el factor de seguridad (FS) arrojado por los cálculos, no será representativo de las condiciones que imperan en el sitio estudiado. Dicho de otra manera, no se trata de un problema de números o de cálculos matemáticos, se trata de un problema geotécnico para recopilar información en torno a los materiales que sea representativa.

Los estudios geotécnicos emplean una serie de técnicas para desnudar la estructura interna del terreno y aportan los valores cuantitativos que necesitan los modelos matemáticos para calcular la estabilidad.

Los estudios geotécnicos pueden ser tan detallados como se requiera, entre mayor sea el nivel de detalle, se tienen más argumentos para construir modelos más realistas, abatiendo así el grado de incertidumbre que se deriva cuando se cuenta con poca información. Obviamente, en la medida que se aumente el nivel de detalle de los estudios geotécnicos, se incrementa también el costo para poder ejecutarlos.

En las vías carreteras, no es viable económicamente realizar estudios geotécnicos de gran detalle a lo largo de todo su trazo, debido a la extensión que tienen generalmente estas obras. Sin embargo, no todos los puntos del camino tienen los mismos problemas de estabilidad de taludes, por lo que habrá que encontrar un nivel óptimo de detalle para cada uno de los casos que se presenten.

En México no se tiene bien claro un criterio para definir el nivel de detalle en los estudios geotécnicos que se necesitan para analizar la estabilidad de los taludes carreteros. Las circunstancias que imperan a este respecto podrían entenderse con la siguiente declaración: “... usualmente la transición de criterios (para exploración geotécnica) es un tanto brusca; se pasa de



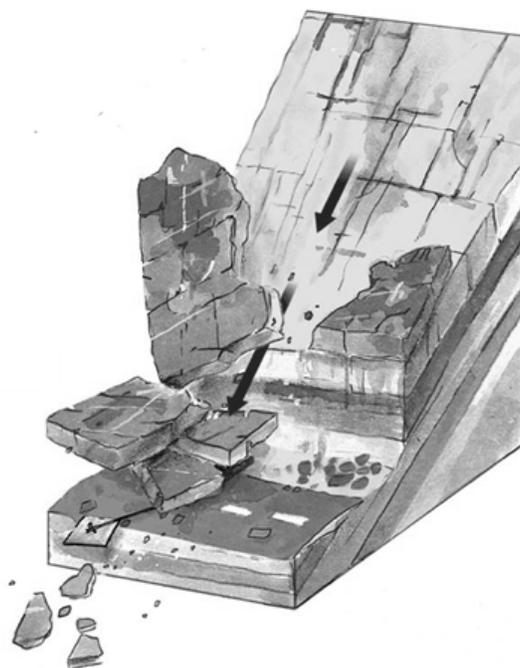
## **CAPÍTULO 1. Fundamentos geotécnicos en materia de taludes**

---

*exploración muy escasa casi siempre, a muy detallada en algún caso especial y raro. Debería reflexionarse en que si no convendrá establecer grados en los niveles de exploración que se apliquen en los diferentes lugares y formaciones, juzgados también con un criterio de ordenamiento según los riesgos que implique. (Rico-Rodríguez, 2006)”.*

En países con más desarrollo en el ámbito, los estudios geotécnicos se realizan basados en un criterio que toma como referencia la zonificación del terreno (en toda el área de influencia del proyecto), en función de distintos niveles de riesgo al movimiento de taludes; que dependen básicamente, de la topografía y la geología que se tenga. A cada categoría de riesgo corresponde un nivel de detalle en la exploración geotécnica, suficiente para analizar cuantitativamente la estabilidad del talud. La evaluación y categorización del riesgo es de carácter subjetivo, razón por la cual es realizado por especialistas en la materia.

En el **Capítulo 2** se explica la manera en la que se realiza la zonificación del proyecto en función de las categorías de riesgo.



2

*Fases de un estudio geotécnico en  
taludes carreteros*



## **2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

Los estudios geotécnicos son una parte esencial en todo proyecto, principalmente para definir su viabilidad, ya que a través de ellos es posible determinar las condiciones del terreno y su competencia ante la construcción de una estructura.

En países desarrollados es una obligación destinar un porcentaje de costo total del proyecto a los estudios geotécnicos. Al respecto *González de Vallejo (2002)* comenta, que de forma orientativa, para obras importantes el presupuesto debería ser del 15 al 25% del coste total del proyecto, y del orden del 10% o inferior para proyectos menos importantes. Si la complejidad geológica y su incidencia en obra es alta los anteriores porcentajes pueden verse superados. Las obras carreteras están estrechamente condicionadas al factor geotécnico, por esta razón, no existe excusa para reconocer las ventajas que un estudio geotécnico le aporta a su construcción en cuanto a costo y seguridad.

Los estudios geotécnicos constan de dos fases principales: el reconocimiento preliminar en gabinete y posteriormente en campo; y los estudios de detalle.

El reconocimiento preliminar es una fase económica y de la que puede recabarse información muy valiosa. Además, proporciona en un periodo de tiempo muy corto un panorama general de la problemática del terreno, lo que permite planear la mejor forma en que debe ser atacado.

Los estudios de detalle son una fase más costosa que la anterior, sin embargo, representan la única vía a través de la cual pueden disiparse las dudas o incertidumbres ante dificultades particulares que signifiquen un peligro elevado para la viabilidad del proyecto.

<b>Fases del proyecto</b>	<b>Objetivos geológico-geotécnicos</b>
Estudios previos y de viabilidad	<ul style="list-style-type: none"><li>- Viabilidad geológica.</li><li>- Identificación de riesgos geológicos.</li><li>- Condiciones geológico-geotécnicas generales.</li></ul>
Anteproyecto	<ul style="list-style-type: none"><li>- Selección de emplazamientos y trazados.</li><li>- Clasificación geotécnica de materiales.</li><li>- Soluciones geotécnicas aproximadas.</li></ul>
Proyecto	<ul style="list-style-type: none"><li>- Caracterización geotécnica detallada.</li><li>- Parámetros geotécnicos para el diseño de estructuras, excavaciones, cimentaciones, etc.</li></ul>

FIG. 2-1 PARTICIPACIÓN DE LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA DISTINTAS FASES DEL PROYECTO (GONZÁLEZ, 2002)



## **2.1 Estudios preliminares**

Para iniciar con los estudios de estabilidad de los taludes presentes en un proyecto carretero primero debe realizarse un análisis superficial a gran escala. Esta tarea se lleva a cabo con estudios de gabinete y de campo, resultando conveniente empezar con los primeros, examinando los mapas y fotografías aéreas de la zona de influencia de la línea de trazo del camino.

Los estudios de gabinete tienen por objetivo definir una zonificación que determine las diferentes formas con que deben ser atacadas las áreas potencialmente problemáticas que más tarde deberán ser investigadas a detalle, logrando reducir con ello los gastos, al realizar sólo las actividades necesarias para cada situación. De todas las etapas relacionadas con la ejecución de los estudios geotécnicos en un proyecto carretero, el trabajo de gabinete es el que proporciona los beneficios más altos con relación a su costo.

*“Los reconocimientos generales a gran escala permiten, ante todo, una eficiente anticipación a los problemas de deslizamientos y roturas previsibles en una determinada zona (Ayala-Carcedo, et al., 2006).”*

Antes de construir un talud artificial en algún punto del camino, es necesario comprobar la estabilidad del terreno o de las laderas en las cercanías, de lo contrario, no se podría garantizar la estabilidad de un talud construido sobre una zona con problemas de origen.

La zonificación habrá de estimarse evaluando el riesgo potencial a deslizamiento, tomando en cuenta la topografía, la geología y las condiciones socioeconómicas que imperen en el sitio. Hay que recabar toda la información publicada o no publicada que sea posible para analizarla y prever los distintos escenarios que se tendrán en campo.

### **2.1.1 Metodología y procedimiento de los estudios preliminares**

El reconocimiento e identificación de áreas inestables o potencialmente inestables es el resultado de la sobreposición de una serie de factores y rasgos que pueden ser reconocidos a partir de documentos de trabajo como son los mapas y fotografías aéreas y terrestres.

Las escalas de trabajo casi siempre están supeditadas por la información de los mapas y fotografías disponibles. En México la mayoría de esta información tiene una escala 1:50,000 que para el caso de los proyectos carreteros resulta ser adecuada en términos generales (Tabla 2-1).

La metodología recomendada (Ayala-Carcedo, et al., 2006) para llevar a cabo las investigaciones previas consta de dos fases que pueden ser ampliadas a tres en el caso de que prosiga la investigación a deslizamientos concretos que signifiquen casos importantes con problemáticas especiales para el proyecto carretero:



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

- *Fase 1.* Consiste en la evaluación de los datos geológicos y de otro tipo disponibles, o que puedan ser obtenidos a partir de mapas y fotografías, siendo éstos los que afectan, condicionan o controlan la estabilidad de los materiales.
- *Fase 2.* Engloba la identificación de las zonas no estables, potencialmente inestables o con alto riesgo de rotura y su consiguiente zonificación.
- *Fase 3.* Definición de taludes potencialmente inestables y con señales evidentes de peligro que deban ser estudiados y analizadas sus condiciones de estabilidad.

TABLA 2-1 INFORMACIÓN A CONSULTAR DURANTE LA FASE DE ESTUDIOS PRELIMINARES

Materia	Documentación	Fuentes de información en México
Topografía	- Mapas topográficos. - Fotografías aéreas	Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI)
Fotointerpretación y teledetección	- Fotografías aéreas. - imágenes de satélite.	Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI); Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT)
Geología	- Mapas geológicos. - Normas y memorias geológicas. - Fotografías aéreas. - Mapas edafológicos.	Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI); Consejo de Recursos Minerales (COREMI)
Problemas geotécnicos	- Publicaciones geotécnicas. - Normas geotécnicas. - Mapas geotécnicos.	Universidades y centros de investigación Consejo de Recursos Minerales (COREMI)
Hidrogeología e hidrología	- Mapas hidrogeológicos - Mapas topográficos - Fotografías aéreas. - Datos de pozos y sondos. - Normas hidrogeológicas. - Mapas de riesgo de inundaciones.	Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI); Centro Nacional para la Prevención de Desastros (CENAPRED) Comisión Nacional del Agua (CNA)
Datos meteorológicos	- Registros pluviométricos y de temperaturas. - Datos de terremotos y normas sismo-resistentes.	Comisión Nacional del Agua (CNA a través del SMN) Servicio Sismológico Nacional (SSN)
Minería y canteras	- Mapa de rocas industriales. - Registro de minas y canteras. - Mapas e inventarios.	Consejo de Recursos Minerales (COREMI) Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI)
Usos del suelo	- Planes de ordenación y usos del suelo. - Mapas topográficos - Fotografías aéreas	Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI)
Datos medioambientales y de recursos naturales	- Registros mineros. - Mapas medioambientales - Estudios previos medioambientales.	Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI); Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT)
Construcciones y servicios ambientales	- Mapas topográficos - Fotografías aéreas - Catastro minero.	Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI)

De llevarse a cabo una adecuada planificación de los trabajos y la investigación se realiza de una manera exhaustiva y con los medios necesarios, esta fase preliminar supone, aparte de una caracterización geotécnica de una zona, un gran ahorro en los costos de trabajo de campo futuros, y lo que es más importante, la posibilidad de tomar medidas de prevención y/o corrección en los puntos necesarios, evitando importantes pérdidas económicas e incluso humanas.



### **2.1.2 Técnicas de investigación en mapas y fotografías**

El uso de las diferentes técnicas de investigación a gran escala persigue la determinación de los procesos que están modificando la morfología de una determinada zona en el presente y los procesos que fueron importantes en el pasado, basándose en el estudio de las formas del terreno. La base de éstas técnicas es el uso de mapas y fotografías aéreas y terrestres, pudiéndose también utilizar las técnicas relacionadas con sensores remotos. Todas ellas presentan porciones de la superficie terrestre y muestran detalles sobre las características geológicas, magnitud y relaciones espaciales de las formas de terreno.

#### **2.1.2.1 Mapas**

Los tipos de mapas que pueden ser utilizados empleando ciertas técnicas de detección en los reconocimientos generales de deslizamientos y roturas de taludes son los topográficos, geológicos, geotécnicos y específicos como el caso de los atlas de riesgos, cuyo estudio constituye uno de los primeros pasos a seguir en investigaciones de deslizamientos de ladera.

Los mapas ofrecen una representación bidimensional del terreno y de los aspectos con él relacionados. La naturaleza y calidad de la información sobre deslizamientos existentes, o áreas susceptibles al deslizamiento, que se puede obtener a partir de ellos depende del tipo de mapa, escala, detalle, etc.

La ventaja principal de la utilización de mapas es su fácil manejo y el contar con una escala de trabajo uniforme para realizar estudios regionales o incluso nacionales, mientras que su mayor inconveniente es que, a menos que sean puestos al día periódicamente o que no ocurra ningún cambio en los aspectos recogidos por los mapas, éstos quedan anticuados en poco tiempo, al no recoger los cambios operados tras su publicación.

##### *2.1.2.1.1 Mapas topográficos*

Los mapas topográficos son un elemento esencial e imprescindible en cualquier tipo de estudios geológicos, ya que presentan en detalle (según la escala) la configuración (tamaño, forma, rasgos) de la superficie de la tierra permitiendo medidas de distancias horizontales y elevaciones verticales a partir de las curvas de nivel. En las escalas más comúnmente usadas de 1:25,000, 1:50,000 y 1:200,000, las curvas de nivel se presentan cada 10 m, 20 m y 100m, respectivamente.

En los mapas topográficos generalmente no quedan señalados los deslizamientos o zonas de deslizamiento más que cuando éstos son de grandes dimensiones. Los deslizamientos de tamaño pequeño o medio no suelen quedar representados. La *identificación de movimientos* de pequeña o gran dimensión, para el caso de que no queden topografiados, puede llevarse a cabo mediante el estudio de los siguientes rasgos en los mapas:



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

- Curvas de nivel formando lóbulos en zonas en que las curvas aparecen más o menos uniformes, indicativas de grandes depósitos de material al pié de las laderas.
- Curvas de nivel que se agrupan indicando la presencia de un escarpe más o menos inclinado y que rompe la morfología general del área en que aparece.

En general, y aparte de los dos casos comentados, se tendrán que considerar aquellos puntos en que las curvas de nivel rompan la tónica general, bien indicando un aumento en el volumen del material o la falta del mismo (que se corresponderían con zonas deslizadas y planos de rotura).

Aparte de los rasgos para caracterizar movimientos, las siguientes características pueden ser de mucha ayuda a la identificación de posibles *zonas con susceptibilidad al movimiento* a partir de un mapa topográfico:

- Curvas de nivel apretadas, indicando pendientes importantes o escarpes.
- Curvas de nivel formando lóbulos o circunferencias concéntricas, representando un relieve alomado.
- Curvas de nivel muy irregulares en laderas, indicando la presencia de cárcavas (terreno erosionado) o barrancos pronunciados.
- Curvas de nivel dibujando acumulaciones de material en base de laderas o escarpes.

La importancia de las zonas obtenidas en estos mapas ante los deslizamientos dependerá, además, de otros tipos de factores como la geología, la precipitación y sismicidad de la zona, etc., y que condicionan la susceptibilidad tanto o más que el modelado del terreno.

Los mapas topográficos por sí solos, en general, no aportan información fidedigna a no ser en casos extraordinarios. No obstante en ocasiones son de gran ayuda por la toponomía que en ellos aparece: determinadas zonas que históricamente han sufrido deslizamientos o rotura de taludes, reciben nombres relacionados con estos movimientos.

Es necesario al consultar información como ésta, poner atención en la fecha del vuelo en que fue realizado el cubrimiento fotográfico de la zona para referenciar y cotejar la carta topográfica correspondiente, pues todos los cambios que se susciten en el terreno después de esa fecha no quedarán plasmados en el mapa topográfico.

### *2.1.2.1.2 Mapas geológicos*

Los mapas geológicos aportan datos referentes a la descripción de suelos y rocas, depósitos superficiales, alteración y meteorización, contactos y límites geológicos, zonas de fractura y cizalla, juntas y todo tipo de discontinuidades estructurales, así como la historia geológica de la zona.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

En México hay publicados mapas geológicos a escala 1:50,000 e incluso con mayor nivel de detalle para algunos sitios del país, emitidos principalmente por el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI) y el Consejo de Recursos Minerales (COREMI), así como mapas hidrogeológicos, de los que pueden ser obtenidos diversos datos relacionados con la estabilidad de taludes.

Es raro que queden indicados los deslizamientos en este tipo de mapas, por lo que identificación se llevará a cabo a partir de los datos aportados por ellos. No obstante, y con la ayuda de las memorias que acompañan a los planos, se pueden identificar zonas susceptibles al deslizamiento o rotura. En resumen los datos que serán útiles para la determinación de estas zonas serán:

- Tipo de formación geológica y disposición estratigráfica.
- Formas del terreno y drenaje.

A partir de estos datos se pueden establecer regiones fisiográficas o formaciones geológicas proclives al movimiento. Así por ejemplo, las zonas con litologías permeables superpuestas o intercaladas con otras impermeables y con topografía accidentada podrán ser lugares favorables al deslizamiento, al igual que zonas estructuralmente complejas con estratos de distinta competencia y niveles freáticos elevados. En México existen muchas zonas donde yacen suelos residuales y que han representado focos de atención por la ocurrencia de deslizamientos importantes durante periodos de lluvias intensas.

Los mapas hidrogeológicos aportan datos acerca de las condiciones hidrogeológicas generales prevalecientes en un área (como acuíferos, pozos artesianos, movimiento subterráneo del agua, caudales, datos de análisis químico del agua, permeabilidades, límites de aguas potables y salinas, etc.), sobre propiedades hidrogeológicas de los materiales y sobre la existencia de manantiales y filtraciones.

Los mapas geomorfológicos son los más adecuados para la detección de deslizamientos o zonas susceptibles (aparte de los mapas específicos sobre deslizamientos), ya que recogen la morfología del terreno (pendientes y modelados característicos) además de otros tipos de características geológicas como son la litología y génesis de los materiales. Los mapas de este tipo son escasos pero es posible encontrarlos para algunos sitios específicos, donde dada su problemática, son motivo de estudio y publicación para institutos relacionados con la investigación, universidades, o por los organismos relacionados con la prevención de desastres.

### *2.1.2.1.3 Mapas geotécnicos*

Los mapas geotécnicos aportan información sobre las propiedades geotécnicas de las formaciones geológicas, es decir, datos acerca de los parámetros geomecánicos y de las



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

propiedades resistentes de los materiales, aparte de los datos geológicos necesarios para caracterizar las diferentes unidades establecidas.

Apreciaciones sobre la estabilidad de los materiales suelen ser también establecidas en las cartografías geotécnicas, así como zonas susceptibles al deslizamiento, por lo que este tipo de mapas resulta de gran utilidad en los reconocimientos generales previos, sobre todo si las escalas permiten un mayor nivel de detalle.

En estos mapas se establece la relación entre las litologías y formas del terreno con sus características ingenieriles o geotécnicas, tales como texturas, condiciones hidrogeológicas, pendientes y ángulos de taludes. Estos aspectos serán utilizados para la identificación de deslizamientos.

En cuanto a la cobertura que estos mapas pueden tener en el territorio Mexicano, se puede decir que existe sólo para las zonas urbanas, es necesario motivar a las instituciones correspondientes para que se comience a generar cartografía con temática geotécnica en zonas rurales. La misma facilitaría en gran medida el estudio del terreno para obras de diferente índole y las actividades vinculadas con la administración del territorio.

### *2.1.2.1.4 Mapas específicos*

En este caso se pueden incluir mapas de movimiento del terreno o mapas de planificación y uso de suelo, los cuales suelen contemplar el fenómeno de deslizamientos o zonas susceptibles.

Los mapas de movimientos de terreno suelen incluir el tipo, localización y características del movimiento, así como las áreas susceptibles al mismo.

Los mapas de planificación y uso de suelo se establecen, a partir de las unidades geomorfológicas establecidas para una zona, el mejor uso previsible (en función de las necesidades y posibilidades del área de estudio) del terreno. En la identificación y caracterización de estas unidades se encuentra la utilidad de estos mapas, ya que aquellas aportan suficiente información de los factores que van a condicionar su potencialidad ante la rotura.

### **2.1.2.2 Fotografía aérea y estereoscopía**

Las fotografías aéreas son de gran utilidad en las etapas del anteproyecto, proyecto, construcción y conservación de las Vías Terrestres, ya que no se procede a efectuar el proyecto de un camino si previamente no se ha llevado a cabo un estudio de fotointerpretación de la zona. Partiendo de investigación de fotografías aéreas se obtiene una información completa acerca de la situación geográfica y económica de cada región, lo que permite planear sobre los datos concretos, la clase de camino conveniente y el orden cronológico en que debe ser construido de acuerdo a su importancia relativa.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

*“El uso de la fotografía aérea ha demostrado ser una de las mejores técnicas para el reconocimiento de deslizamientos. Ninguna otra técnica proporciona una visión tridimensional a partir de la cual pueden ser evaluadas las relaciones entre topografía, drenaje, materiales geológicos y actividades humanas en el terreno (Ayala-Carcedo, et al., 2006).”*

Las fotografías aéreas se toman, generalmente, en secuencias a lo largo de una línea de vuelo y con una superposición de aproximadamente el 60% en la dirección del vuelo y del 30% entre dos líneas de vuelo consecutivas. La superficie útil de cada foto es de un 30%.

Su uso es de gran utilidad porque permiten la interpretación de rasgos y estructuras geológicas gracias al detalle que muestran de la superficie terrestre. En México el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI) dispone de fotografías aéreas con una cobertura completa del territorio y los vuelos disponibles manejan las siguientes escalas:

- 1:20,000 en blanco y negro para catastro rural.
- 1:25,000 y 1:35,000 en color para fotointerpretación de recursos naturales.
- 1:40,000 para catastro rural.
- 1:50,000 en blanco y negro para la elaboración de carta topográfica escala 1:50,000.
- 1:75,000 para actualización de la carta topográfica 1:50,000.
- 1:2,500 a 1:15,000 en casos especiales para estudios y evaluación de zonas de desastre, catastro urbano y otros fines.

La visión de un par de fotografías consecutivas de una misma línea de vuelo a través de un estereoscopio permite una visión tridimensional de la superficie terrestre. La interpretación de las fotografías aéreas requiere cierta experiencia, aunque se pueden obtener resultados muy útiles conociendo una serie de características básicas sobre cómo aparecen algunos rasgos geológicos en las fotografías:

- *Agua:* tonos negro o gris oscuro, excepto cuando reflejan directamente el sol.
- *Vegetación:* entre otros, se pueden reconocer los bosques por un tono gris oscuro y los pastos y montes bajos por sus tonos más claros; las tierras cultivadas aparecen generalmente con formas rectangulares.
- *Rocas:* Las diferentes litologías se diferencian por sus distintos tonos, texturas, redes de drenaje y rasgos relacionados con la vegetación.

La información aprovechable que se obtiene de la fotointerpretación y la fotogrametría, para la realización de un camino y prevenir problemas de inestabilidades en el terreno, es la siguiente:

- Proporciona perspectivas de grandes áreas.
- Los límites de los deslizamientos pueden ser fácilmente identificados y dibujados.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

- Los canales de drenajes superficiales y subsuperficiales pueden ser identificados y trazados.
- Se pueden establecer la relación entre el drenaje, topografía y otros elementos más fácilmente que desde tierra.
- Una vegetación moderada no enmascara los rasgos y detalles del terreno, como sí ocurre en el campo.
- Las formaciones de suelos y rocas se pueden ver y evaluar en un estado sin perturbar.
- Se acentúan los rasgos que caracterizan a las formaciones.
- Se pueden planear los trabajos e investigaciones de campo.
- Pueden ser realizadas comparaciones entre fotografías aéreas de distintas épocas para examinar la evolución de los deslizamientos.
- Las fotografías aéreas pueden ser interpretadas en cualquier lugar.
- Las fotografías aéreas transmiten información sobre los deslizamientos con una mínima descripción acompañante.
- Construcción de mapas y cartografías de deslizamientos.

Las fotografías aéreas usadas para estudios de deslizamientos pueden ser utilizadas en blanco y negro, color o infrarrojo, siendo más comunes las primeras por su menor costo y obtención de buenos resultados. Las películas infrarrojas son útiles para definir la presencia de agua en superficie y obtener datos de aguas subsuperficiales mediante la cobertura vegetal, mientras que las fotografías en color son especialmente útiles para identificar diferencias en humedad, drenaje, vegetación y contactos entresuelo y roca.

Para el reconocimiento de grandes deslizamientos a escala regional o de zonas amplias con deslizamientos es adecuado el uso de la escala 1:50,000.

Para una correcta interpretación de la fotografía aérea se habrán de identificar, en primer lugar, las condiciones del terreno por observación directa de los elementos que aparecen en la fotografía, y posteriormente realizar el análisis de los problemas específicos, siendo de gran utilidad la experiencia para asociar e interpretar las condiciones y características del terreno observadas.

La identificación de pendientes, redes de drenaje y vegetación son asimismo datos muy útiles, al igual que la estructura general, rasgos estructurales y litologías presentes. En general, algunos rasgos típicos de zonas susceptibles al deslizamiento que pueden ser fácilmente observadas en fotografía aérea son:

- Grietas de tracción o escarpes en la cabecera o plataforma del talud.
- Abombamiento en la parte baja o pié del talud.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

- Topografía “aborregada”.
- Masas de terreno cortadas por corrientes de agua.
- Topografías cóncavas reflejando las superficies de rotura en suelo y rocas blandas y planos netos de rotura en rocas.
- Zonas de surgencias de agua.
- Canales de drenaje abundantes y cercanos.
- Cambios en la vegetación como consecuencia de diferentes contenidos de humedad en el terreno.
- Zonas accidentadas con estructura geológica compleja.
- Acumulación de depósitos de materiales en canales de drenaje y valles.

La identificación de deslizamientos actuales o antiguos en las fotografías aéreas resulta una tarea fácil si se tiene cierta experiencia, ya que la claridad con que aparecen éstos permite su rápida identificación y cartografía. La mayoría de las veces se pueden estimar:

- La extensión del deslizamiento.
- La evaluación del área afectada.
- Los cambios que ha sufrido con el tiempo (en el caso de contar con fotografías de diferentes épocas o con fotografías anteriores al movimiento).



FIG. 2-2 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS RASGOS DE UN DESLIZAMIENTO

La carta topográfica del sitio de interés cuenta con un cuadro de datos en el que puede apreciarse el número de la línea de vuelo en que fueron tomadas las fotografías aéreas del lugar. Con ello se pueden adquirir pares de fotografías aéreas que arrojan una gran cantidad de información al ser analizarlas mediante estereoscopia. En la Fig. 2-3 aparece una fotografía aérea con los registros de control más importantes (*Guía para la interpretación de cartografía fotografía aérea, 2006*).

- *Lectura del altímetro.* Registra la altura de vuelo sobre el nivel del mar. Adicionalmente se usan receptores GPS (Sistema de Posicionamiento Global), toda vez que cuando la cabina del avión es presurizada, la lectura del altímetro permanece fija, y su información es irrelevante.
- *Reloj.* Indica la hora y la fecha en que fue tomada la fotografía.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

- Número secuencial de las fotografías. Permite posteriormente armar y ordenar fotografías en líneas de vuelo y bloques; así como, tener registro y control de la producción.
- *Cintilla*. Donde se incluye la información complementaria deseada: fecha, nombre de la zona, identificación del proyecto, etc.
- *Marcas fiduciales*. Generalmente cuatro u ocho puntos situados en el marco negro del negativo, pueden estar en las esquinas, partes medias o en ambas, cuyas distancias entre ellas es conocida con gran exactitud, la intersección de las líneas que unen marcas opuestas, define el centro de la fotografía.



FIG. 2-3 REFERENCIAS DE UNA FOTOGRAFÍA AÉREA

### 2.1.2.3 Fotogrametría terrestre

El uso de la fotogrametría terrestre no es muy extendido, sin embargo aporta ventajas importantes en los reconocimientos de cartografías generales, sobre todo cuando se dispone de un tiempo limitado y para zonas con acceso difícil. Con ella pueden ser tomadas medidas de movimientos.

La técnica consiste, básicamente, en la incorporación de una cámara fotográfica a un teodolito, constituyendo así el fototeodolito con el que se tomarán pares estereográficos de fotografías. Considerando una determinada distancia entre la cámara y el área a fotografiar y entre el par de fotografías (tomadas según una línea paralela al talud a fotografiar), se obtienen los pares solapados que serán utilizados en el estudio. La exactitud en las medidas es el principal condicionante en este método. Por ejemplo, si el área a fotografiar se encuentra a una distancia de 1,500 m se debe tener una precisión al menos centimétrica. Siempre que sea posible, se deberán



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

situar puntos fijos de control en el talud a fotografiar, de tal forma que al menos dos de ellos aparezcan en cada par de fotografías. Si no es posible, los puntos deberán ser sustituidos por algún punto del talud que sea fácil de ver y exactamente reconocible.

La fotogrametría terrestre puede ser utilizada, con óptimos resultados, para escalas de trabajo 1:500 y 1:100. No obstante, esta técnica debe ser utilizada como una ayuda en las investigaciones previas y realización de cartografías generales, no reemplazando nunca a otra serie de técnicas convencionales.

Su ventaja frente a la fotografía aérea, es que permite la observación a menor escala, mientras que la otra permite visiones de conjunto.

### **2.1.2.4 Sensores remotos**

Se consideran como sensores remotos las imágenes satelitales y las imágenes infrarrojas. Su ventaja estriba en que, al recoger datos en diversos rangos espectrales (cada uno de los cuales arroja diferentes respuestas para una misma región), pueden ser comparados y unificados obteniendo así una mayor información y exactitud.

En general, este tipo de técnicas queda muy por debajo de la efectividad de las fotografías aéreas y terrestres (al menos para los estudios de estabilidad de taludes), y su costo no compensa la información que de ellas puede ser obtenida.

Los satélites barren la superficie terrestre tomando imágenes que cubren diversas áreas según el tipo de satélite, pero la gran escala de estas imágenes sólo permite identificar directamente grandes deslizamientos. Sin embargo, su utilidad radica en que a partir de ellas e indirectamente pueden ser localizadas zonas susceptibles a los deslizamientos, estudiando algunos rasgos que pueden ser identificados a estas escalas, como la morfología del terreno, la estructura geológica, los usos del terreno o la distribución de la vegetación, que junto con los diferentes tonos de las imágenes aportan datos acerca del tipo de material presente en superficie o su contenido de humedad.

Las imágenes infrarrojas captan la emisión de calor y la reflectancia de la superficie terrestre, estando limitadas a áreas sin interferencias atmosféricas. Su ventaja con respecto a las fotografías aéreas es que, en combinación con éstas, aportan detalles de las condiciones del terreno que no son apreciables en cada uno de los tipos de imágenes por separado.

La información que puede ser obtenidas a partir de las imágenes infrarrojas para identificar deslizamientos o zonas susceptibles a deslizamiento son:

- Condiciones de humedad y drenaje del terreno superficial.
- Presencia de roca masiva o lecho rocoso cercano a la superficie.
- Presencia o no de coluviones sobre un talud rocoso escarpado.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

- Cambios de temperatura diurna que tiene lugar en el suelo (indicando las condiciones de agua en el suelo).

### 2.1.3 Zonificación por riesgo geotécnico

La investigación geotécnica del sitio como ya se ha comentado, parte de una zonificación del terreno en áreas susceptibles a presentar deslizamientos. La evaluación del riesgo por inestabilidad de laderas que se practica en países como Japón, Hong Kong, España y los Estados Unidos de América, se basa en la identificación de atributos geotécnicos, geológicos y topográficos, con los cuales es posible hacer una estimación cualitativa de la amenaza de un deslizamiento.

En México una fuente y punto inicial de información muy valiosa es la proporcionada por el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI), de donde pueden obtenerse cartas topográficas y geológicas con escala 1:50,000 de todo el territorio del país. La sobreposición de esta información proporciona elementos que conjugan los factores internos, principales condicionantes de la estabilidad de una ladera; estos son, por una parte las alturas y pendientes de las laderas, y por otra los geomateriales que las constituyen, así como las discontinuidades que presentan.

Se incluirán en la zonificación del terreno aquellas áreas con evidencias de deslizamientos o potencialmente inestables, que hayan sido detectadas en la revisión de la información recabada en la etapa de gabinete de los estudios preliminares, a través de la fotointerpretación de fotografías aéreas y terrestres, mapas especiales, artículos de investigación, testimonios de lugareños, etc. La categoría de riesgo que corresponde a estas áreas será de tipo "Alto" y serán valoradas en el reconocimiento de campo, que es la segunda fase de los estudios preliminares, de acuerdo a los lineamientos para esta categoría. En las tablas siguientes se muestra una guía para realizar las investigaciones relacionadas con la estabilidad de taludes.

TABLA 2-2 CATEGORÍA DE RIESGO PARA LA VIDA (MENDOZA, 2004)

Ejemplo	Riesgo para la vida		
	Despreciable	Bajo	Alto
1. Las fallas afectan parques y áreas de recreación al aire libre poco frecuentadas.	✓		
2. Las fallas afectan caminos con baja densidad de tráfico.	✓		
3. Las fallas afectan bodegas que almacenan productos no peligrosos.	✓		
4. Las fallas afectan espacios abiertos densamente frecuentados (p. ej. áreas recreacionales, plaza de una localidad o estacionamientos, etc.).		✓	
5. Las fallas afectan caminos con alta densidad de tráfico.		✓	
6. Las fallas afectan áreas de espera pública (por ej. aeropuertos, paradas de autobuses).		✓	
7. Las fallas afectan edificios ocupados (p. ej. residenciales, educativos, comerciales o industriales).			✓
8. Las fallas afectan edificios que almacenan productos peligrosos.			✓



**CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

**TABLA 2-3 CATEGORÍA DE RIESGO ECONÓMICO (MENDOZA, 2004)**

Ejemplo	Riesgo económico		
	Despreciable	Bajo	Alto
1. Fallas que afecten terrenos baldíos o sin cultivos.	✓		
2. Fallas que afecten a terrenos de labranza y a caminos locales que no sean de acceso único.	✓		
3. Fallas que afecten estacionamiento de vehículos al aire libre.	✓		
4. Fallas que afecten caminos primarios distribuidores, y que no sean de acceso único.		✓	
5. Fallas que afecten los servicios esenciales, las que podrían causar la pérdida de ese servicio por un período temporal (p. ej. subestaciones eléctricas, plantas para bombeo de agua y gas).		✓	
6. Fallas que afectan caminos troncales rurales o urbanos, de importancia estratégica.			✓
7. Fallas que afecten los servicios esenciales, las que podrían provocar la pérdida de ese servicio por un tiempo prolongado.			✓
8. Fallas que afecten edificios, las que podrían causar daños estructurales excesivos.			✓

**Nota.** Estos ejemplos son únicamente para guía. Quien o quienes tomen decisiones, deben decidir el grado de riesgo económico y debe balancear el riesgo económico potencial ante el evento de una falla, contra los mayores costos de construcción requeridos para alcanzar un factor de seguridad más alto.

El procedimiento consiste en establecer una categoría de riesgo en función de las pérdidas de vidas humanas y las pérdidas económicas por infraestructura. La categoría de riesgo anterior se corrige según el tipo de material, la altura y el ángulo del talud, para después, seleccionar el paquete de investigación geotécnica tomando como referencia el ángulo general de las laderas vecinas.

**TABLA 2-4 GUÍA PARA LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS DEL SITIO (MODIFICADA DE AYALA, 2006 Y MENDOZA, 2004)**

Categoría de riesgo	Calificación de la ladera	Ángulo de la ladera natural en la vecindad del sitio						
		Características	Suelo	Roca				
Subcategoría	Características	Releno	Corte					
D e s p r e c i a b l e	a) Pérdida de vida b) Pérdida económica	Altura	<7,5 m	<5 m	>7,5 m	<p>Estimación de la geología y topografía del entorno como indicativo de estabilidad. Examen visual del suelo y roca que forman el sitio.</p> <p>Requerimiento A de soporte técnico <b>B1 - D - E1 - G1</b></p>	<p>Como para 0° a 20° reconocimiento geológico topográfico más detallado. Para las laderas más escarpadas, información sobre parámetros de resistencia del suelo o de las juntas en rocas.</p> <p>Reconocimiento de características hidrológicas que afectan el sitio.</p> <p>Requerimiento B de soporte técnico <b>B1 - C1 - D - E1 - G1 - G3</b></p>	<p>Como para 20° a 40°. El área fuera de los confines del sitio será examinada por inestabilidades de suelos, rocas y bolsones sobre el sitio.</p> <p>Requerimiento B de soporte técnico <b>A - B1 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - F1 - G1 - G3</b></p>
B a j a	a) Pocas (sólo pocas personas amenazadas). b) Daño estructural apreciable. Pérdida de acceso a sólo caminos de acceso.	Altura	<15 m	<10 m	>7,5 m	<p>Reconocimiento geológico y topográfico del sitio y área circunvecina. Parámetros de resistencia de suelos y juntas de rocas para cimentaciones y cortes de talud. Para topografía más escarpadas de 1:3, parámetros del relleno compactado. Para cortes, información del nivel freático.</p> <p>Requerimiento B de soporte técnico <b>A - B1 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - F1 - G1 - G2 - G3</b></p>	<p>Como para 0° a 20°. Reconocimiento de las características hidrológicas que afectan el sitio.</p> <p>Requerimiento B de soporte técnico <b>A - B1 - B2 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - F1 - F2 - G1 - G2 - G3</b></p>	<p>Como para 20° a 40°. Reconocimiento extendido fuera de los límites del sitio, para permitir el análisis de estabilidad de los taludes arriba y abajo del sitio.</p> <p>Requerimiento C de soporte técnico <b>A - B1 - B2 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - E3 - F1 - F2 - G1 - G2 - G3</b></p>
A l t a	a) Más de unas cuantas. b) Daño estructural excesivo a casas y edificios habitacionales o instalaciones industriales.	Altura	>15 m	>10 m	>15 m	<p>Reconocimiento geológico y topográfico detallado del del sitio y área circunvecina. Parámetros de resistencia de suelos y juntas de rocas para cimentaciones y cortes de talud. Para rellenos, parámetros de resistencia del material compactado. Para cortes información del nivel freático.</p> <p>Requerimiento B de soporte técnico <b>A - B1 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - E3 - F1 - G1 - G2 - G3</b></p>	<p>Como para 0° a 20°. Reconocimiento de las características hidrológicas que afectan el sitio. Investigación extendida fuera de los límites del sitio, a fin de permitir el análisis de taludes arriba y abajo del sitio.</p> <p>Requerimiento C de soporte técnico <b>A - B1 - B2 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - E3 - F1 - F2 - G1 - G2 - G3</b></p>	<p>Como para 20° a 40°. Reconocimiento extendido más ampliamente fuera de los límites del sitio, para permitir el análisis de estabilidad de los taludes arriba y abajo del sitio.</p> <p>Requerimiento C de soporte técnico <b>A - B1 - B2 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - E3 - F1 - F2 - G1 - G2 - G3</b></p>



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

---

<b>A</b>	Examen de fotografías aéreas, terrestres y mapas geológicos
<b>B1</b>	Estudios topográficos, geológicos y características hidrogeológicas superficiales
<b>B2</b>	Estudios de características hidrogeológicas superficiales y subterráneas
<b>C1</b>	Cartografía geológica de rasgos superficiales
<b>C2</b>	Cartografía geológica de estructuras
<b>D</b>	Investigaciones in situ (zanjas y sondeos)
<b>E1</b>	Toma de muestras para obtención de características del terreno
<b>E2</b>	Toma de muestras para obtención de contenido de agua, examen de estructura del terreno y propiedades remoldeadas
<b>E3</b>	Toma de muestras para obtención de parámetros resistentes, compresibilidad, densidad, porosidad, contenido en agua, estructura y propiedades inalteradas
<b>F1</b>	Medidas de campo de nivel freático
<b>F2</b>	Medidas de campo de permeabilidad
<b>G1</b>	Ensayos de laboratorio para clasificación
<b>G2</b>	Ensayos de laboratorio de densidad para materiales de relleno
<b>G3</b>	Ensayos de laboratorio de resistencia de suelos y discontinuidades

### 2.1.3.1 Zonas con problemas específicos

Dentro de las zonas con susceptibilidad al deslizamiento existen determinadas áreas que, debido a la existencia o presencia de algún rasgo característico, presentan una mayor vulnerabilidad.

Algunas de las más típicas localizaciones incluyen áreas de taludes escarpados, acantilados o taludes cuyo pié es erosionado o cortado por cursos de agua o por acción de las olas, áreas estructuralmente complejas y con fracturación densa, áreas de concentración de drenaje o con surgencias de agua, etc.

En este grupo de zonas con características especiales habrá que desarrollar más los estudios de susceptibilidad y estabilidad prestándoles mayor atención en los reconocimientos generales previos y de campo.

Las áreas que han sufrido deslizamientos frecuentemente deben ser consideradas también dentro de éste grupo ante la posibilidad de reactivaciones o nuevos movimientos en la zona hasta alcanzar las condiciones de equilibrio.

En México uno de los casos de deslizamientos frecuentes es cuando sobre un lecho rocoso desliza un suelo residual o coluvial (suelo heterogéneo poco consolidado depositado por gravedad o corrientes de agua) que estaba situado sobre él; la diferencia entre los parámetros geomecánicos de ambos hace que para pendientes estables de la roca, el suelo esté en condiciones límite de equilibrio, de tal forma que la actuación de un factor externo (principalmente una precipitación intensa) provoca su caída.

*“La inestabilidad de laderas en nuestro país (México) ocurre con gran frecuencia en suelos residuales y durante periodos de lluvias intensas (Mendoza-López, et al., 2004).”*

La erosión del pié de los taludes en roca o suelo también es causa importante de deslizamientos (en el caso de los suelos) o caída de bloques (en macizos rocosos).



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

La presencia de agua siempre es importante en estabilidad de taludes, por lo que la situación de zonas de drenaje, surgencias de agua, filtraciones, niveles freáticos elevados, etc., en un área requiere un estudio detallado.

### **2.1.3.2 Breve reseña de las causas principales de los movimientos de talud**

*“Toda inestabilidad es consecuencia de la ruptura de equilibrio límite de un talud (Ayala-Carcedo, et al., 2006).”*. Las razones por las que se supera el equilibrio pueden ser intrínsecas al material o factores internos (propiedades resistentes bajas, existencia de discontinuidades desfavorablemente orientadas, meteorización de un macizo rocoso, presencia de capas de material blando e incompetente, etc.), o también extrínsecas, es decir, todo factor externo (precipitación, sismo, antrópico, etc.) que se ejerza sobre el material aumentando las fuerzas desestabilizadoras o tendentes a la rotura.

La mayor parte de los movimientos de taludes, como ya se explicó en el **Capítulo 1**, son provocados por fuerzas externas (cambio en la geometría, variación de las condiciones hidrogeológicas, aplicación de carga estática o dinámica, etc.) en materiales que, en cierto modo, estaban predispuestos a la rotura, es decir, que presentan propiedades resistentes bajas.

No obstante, hay que pensar que todo material, por resistente que sea, siempre puede romper si le son aplicadas fuerzas externas desestabilizadoras suficientes como para vencer sus propiedades resistentes, o si su geometría es variada de tal forma que no soporte su peso propio.

La acción de un fenómeno determinado que provoca el deslizamiento es, generalmente, lo que termina por colmar la condición precaria de equilibrio y, aunque se achaque a éste la causa definitiva de la rotura, ésta no habría ocurrido a no ser por las condiciones previas del material (o por otros factores externos que ya lo estaban afectando).

Las propiedades inherentes que determinan entre otras su estabilidad, se encuentran la cohesión, el ángulo de fricción interna y la densidad (consecuencias de la litología e historia geológica sufrida), pudiendo provocar la variación de alguna de éstas propiedades el desequilibrio de la masa. La saturación del material, por ejemplo, induce cambios en sus propiedades, modificando las características resistentes, y las componentes desestabilizadoras del talud. La propiedad que queda más afectada por la presencia de agua es la resistencia al corte, que se puede ver reducida considerablemente en ciertos materiales a medida que aumenta la presión de poro.

La presencia de agua ha quedado establecida como una causa desencadenante de la rotura en una gran parte de los deslizamientos. Tras un periodo de fuertes lluvias o una tormenta fuerte (que causa la saturación del material), pueden producirse deslizamientos en materiales poco permeables o permeables que queden saturados.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

El cambio en la geometría de los taludes induce, de igual forma, la redistribución de la dirección y magnitud de las fuerzas, pudiendo provocarse la rotura por acción de la componente desestabilizadora del peso propio del material.

Entre las causas menos frecuentes que provocan el movimiento se pueden citar:

- Movimientos sísmicos o voladuras que dan lugar a la aplicación de cargas dinámicas sobre el talud.
- Aplicación de cargas estáticas sobre el talud (escombreras o construcciones situadas en su cabecera).
- Cambio en las condiciones hidrogeológicas por variación del estado de presiones intersticiales.
- Presencia de anisotropías en algún tipo de material (excavaciones de galerías, pozos, zanjas, etc.).

Las causas del deslizamiento pueden quedar establecidas en los análisis a posteriori o back-analysis en casos de deslizamientos recientes, y siempre pueden ser determinadas en el laboratorio o in situ los parámetros necesarios para el análisis.

### **2.1.4 Reconocimientos de campo**

Los reconocimientos de campo consisten en verificar o modificar la información recopilada en los análisis de gabinete, identificar la ubicación de nuevos sitios con problemas de inestabilidad, verificar la magnitud del problema, identificar los estudios de campo por realizar de acuerdo con el tipo de materiales, y establecer los sitios donde se realizarán dichos estudios.

La planeación del reconocimiento de campo deberá basarse en los resultados de los estudios de gabinete, poniendo énfasis en las áreas con problemas potenciales de estabilidad o de deslizamientos antiguos, tomando como referencia la zonificación de riesgo efectuada previa a ésta etapa de reconocimiento de campo.

El reconocimiento de campo busca identificar los tipos de rocas y suelos de la zona, las estructuras geológicas de la región, los planos de discontinuidades o contactos, sus echados y orientación, la disposición estratigráfica de materiales, el grado de alteración de suelos y rocas y detectar la presencia de flujos de agua en cualquier parte de la ladera.

Para el caso de laderas donde se compruebe la existencia de un deslizamiento es extremadamente importante identificar su tipo y las causas que motivaron su movimiento para poder analizar posteriormente su estabilidad. Algunos de los rasgos que pueden aparecer asociados con movimientos de talud son (*Ayala-Carcedo, et al., 2006*):

- Rupturas de pendiente con acumulación de material a pié del talud.
- Planos inclinados lisos rocosos con aspecto fresco y bloques deslizados.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

- Bloques caídos a pié de escarpes o acantilados.
- Macizos fracturados y meteorizados con bloques o cuñas caídas y deslizadas.
- Presencia de grietas de tracción.
- Cicatrices que evidencien planos de rotura
- Hundimientos o subsidencias con grietas de tracción.
- Lóbulos en cuchara en laderas.
- Reptaciones de material blando.
- Señales de avalanchas o flujos.
- Laderas escalonadas y agrietadas y con escarpes.

En numerosas ocasiones es la presencia de grietas lo que lleva a la localización de los deslizamientos, así como a su identificación, si éstas se saben interpretar correctamente. Los diferentes tipos de movimientos desarrollan grietas características con distintas orientaciones que les hacen muy importantes al momento del reconocimiento de movimientos incipientes o potenciales.

Usualmente, las grietas delimitan los límites de rotura y son en la mayoría de los casos las primeras señales de movimiento que aparecen en el campo. Su aparición en la cabecera del talud (curvas o paralelas a las caras del talud) y en los límites laterales del deslizamiento puede definir, según la forma de las mismas, el tipo de movimiento a que corresponden como se comentó ya en la **Sección 1.5**.

Dentro de la hidrología deben estudiarse los siguientes aspectos: surgencias de agua, redes de drenaje superficial, indicios superficiales de karstificación y presencia de vegetación.

El estudio de afloramientos es muy importante, ya que permite caracterizar la roca superficialmente, y tener una idea de cómo se puede encontrar en profundidad. Debe determinarse por un lado la litología exacta del afloramiento, y por otro, la caracterización de las juntas presentes en el macizo rocoso. Los parámetros que deben ser determinados para cada familia de juntas observada, son los que a continuación se describen (*GEOCONSULT, 1995*):

*Tipo y número de familias.* Se determina en primer lugar el número de familias de juntas presentes en el macizo (generalmente tres), y el origen de cada una: si se trata de una diaclasa, de la estratificación o de algún tipo de esquistosidad.

*Orientación.* La orientación de una junta se define mediante el buzamiento y la dirección del buzamiento, o bien mediante el rumbo y buzamiento. La orientación de una junta se mide con la brújula de geólogo. Como generalmente es variable de unas zonas a otras y para corregir errores de medida, se deben tomar un número alto de lecturas, en el mismo afloramiento y en otros próximos.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

Los datos de cada medida se representan en un diagrama estereográfico, y mediante una técnica estadística, se obtiene un valor representativo para el buzamiento y dirección de buzamiento, de cada una de las familias de juntas presentes en el macizo, que es simplemente el centro de gravedad de los polos más cercanos. Esta operación se puede realizar manualmente o mediante la ayuda de una plantilla o de un ordenador y algún programa comercial.

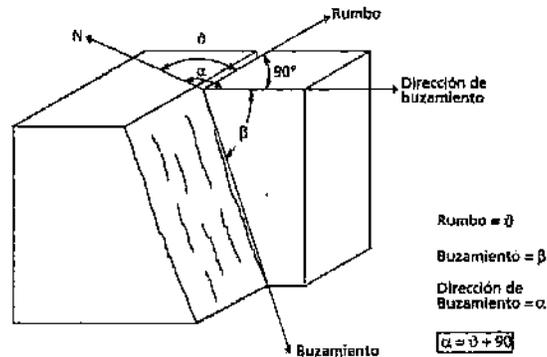


FIG. 2-4 RUMBO, DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO DE LA DISCONTINUIDAD (GEOCONSULT, 1995)

*Espaciamiento.* El espaciamiento es la distancia existente entre dos juntas de una misma familia, que teóricamente son dos planos paralelos, y debe medirse en la dirección perpendicular a dicho plano. En el campo se mide con cinta métrica, corrigiendo el valor según el ángulo relativo entre los planos en cuestión y el plano según el cual se ha medido. Es conveniente medir en varios puntos y obtener el espaciamiento medio, pues puede variar de unas zonas a otras.

*Persistencia.* La persistencia es la distancia a lo largo del plano que contiene la junta que está realmente ocupada por esta. Mide la continuidad de la junta dentro de su plano. Suele ser del orden de varios metros, por lo que su medición suele resultar complicada. En muchas ocasiones la junta es persistente en toda la zona que aflora, pero no es posible conocer lo que sucede, más allá en el interior del macizo rocoso.

*Rugosidad.* La rugosidad mide la facilidad que presenta una junta al deslizamiento a favor de su plano. Numéricamente ésta se representa por la cohesión y el ángulo de rozamiento, que se obtienen mediante ensayos de laboratorio. En los reconocimientos de campo, no obstante, se puede establecer una relación cualitativa.

La clasificación se establece en nueve grupos con dos criterios: la rugosidad a pequeña escala (centímetros) y a mediana escala (metros). A pequeña escala la junta puede ser: rugosa, suave o lisa, y a mediana escala puede ser: escalonada, ondulada o plana. En la Fig. 2-5 se muestra la clasificación de los diferentes perfiles de rugosidad que pueden encontrarse en los



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

planos de discontinuidad de un macizo rocoso y la representación gráfica de la orientación de estos planos a través de modelos estereográficos.

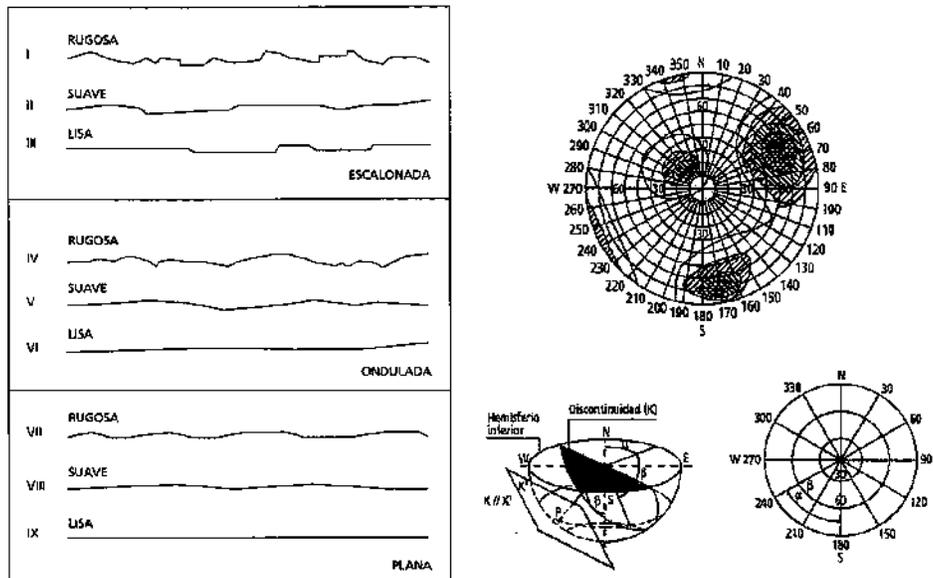


FIG. 2-5 PERFILES DE RUGOSIDAD (IZQUIERDA) Y REPRESENTACIÓN ESTEREOGRÁFICA (DERECHA) DE LAS DISCONTINUIDADES (MODIFICADO DE GEOCONSULT, 1995)

Barton ha elaborado una expresión que permite calcular el ángulo de rozamiento de la junta a partir de la rugosidad, la cual será explicada en la Sección 2.2.5.2.

*Alteración.* Indica la descomposición sufrida por la parte de roca que está en contacto con la junta. Se utiliza una escala de seis valores con los siguientes significados Tabla 2-5.

*Apertura.* La apertura es la distancia entre las paredes de la roca, o bien, la anchura de la junta medida perpendicularmente a su plano. Oscila entre cero (completamente cerrada) y varios centímetros.

*Relleno.* Se debe indicar la descripción litológica o mineralógica del material que rellena la junta, si existe. Los rellenos más habituales son:

- Ningún relleno.
- Mineralizaciones: calcita, cuarzo, pirita, etc.
- Arcilla.
- Limo.
- Arena o grava.
- Roca descompuesta, con diversos grados de alteración.

*Presencia de agua.* Se indica de forma cualitativa el estado de la junta en relación con el agua que aflora de la misma: seca, húmeda, goteos, flujo continuo de agua, etc. También se puede



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

indicar si el relleno ha sido lavado por la fluencia de agua. Si el flujo es alto puede estimarse el caudal en litros por minuto y por metro de junta.

TABLA 2-5 EVALUACIÓN DEL GRADO DE ALTERACIÓN DEL MACIZO ROCOSO (GONZÁLEZ, 2002)

Grado de meteorización	Tipo	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está decolorado por meteorización
III	Moderadamente meteorizado	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
IV	Altamente meteorizado	Más 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
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica de material

Puede aprovecharse el reconocimiento de campo para estimar el grado de amenaza de deslizamiento que representan las áreas de alto riesgo señaladas en la etapa de zonificación y que fueron reiteradas en la inspección de campo. Para ello se puede emplear un método de análisis de estabilidad cualitativo que de manera muy simple puede establecer la posibilidad de que un deslizamiento particular ocurra dentro de un lapso dado. La calificación obtenida por el talud es una referencia con la que se determina el nivel de detalle de los estudios geotécnicos para caracterizar la masa de terreno, sitios de muestreo, tipo de pruebas a realizar, etc., y con ello emprender un análisis de estabilidad teórico y formal en que se calcule el factor de seguridad (FS) que tiene el talud y de ahí surjan de ser necesarias las medidas de corrección.

En la literatura se pueden encontrar varios métodos de análisis cualitativos para estudiar la estabilidad de un talud. En éste trabajo se presenta uno de los que ha recibido mayor aceptación por la sencillez con que se evalúa y los factores que considera en su determinación Tabla 2-6 (Suárez-Díaz, 1998).

Los valores que se incluyen son meramente indicativos y deberán revisarse caso a caso, ajustándolos dentro de un contexto regional. Se califica así el grado de influencia relativa que los factores citados tienen en la ocurrencia de un deslizamiento, y podrán adoptarse valores intermedios a los señalados. Es claro que la asignación de valores a cada rubro requiere el concurso preferentemente de un ingeniero civil con especialidad en geotécnica.



**CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

**TABLA 2-6 FORMATO PARA LA ESTIMACIÓN DE AMENAZA ANTE MOVIMIENTOS DE LADERAS (SUÁREZ, 1998)**

FACTORES TOPOGRÁFICOS E HISTÓRICOS				
Factor	Intervalos o categorías	Atributo relativo	Observaciones	Calificación
Inclinación de los taludes	Más de 45°	2.0	Estimar el valor medio. Úsese clinómetro.	
	35° a 45°	1.8		
	25° a 35°	1.4		
	15° a 25°	1.0		
Altura	Menos de 50 m	0.6	Desnivel entre la corona y el valle o fondo de la cañada. Úsense nivelaciones, planos o cartas topográficas. Niveles dudosos con GPS.	
	50 a 100 m	1.2		
	100 a 200 m	1.6		
	Más de 200 m	2.0		
Antecedentes de deslizamientos en el sitio, área o región	No se sabe	0.3	Reseñas verosímiles de lugares.	
	Algunos sumeros	0.4		
	Si, incluso con fracturas	0.8		

FACTORES GEOTÉCNICOS					
Factor	Intervalos o categorías	Atributo relativo	Observaciones	Calificación	
Tipo de suelos o rocas	Suelos granulares medianamente compactos a sueltos. Suelos que se reblandecen con la absorción de agua. Formaciones poco consolidadas.	1.5 a 2.5	Vulnerables a la erosión; o suelos de consistencia blanda.		
	Rocas metamórficas (lutitas, pizarras y esquistos) de poco a muy intemperizadas.	1.2 a 2.0			
	Suelos arcillosos consistentes o arena limosos compactos.	0.5 a 1.0	Multiplicar por 1.3 si está agrietado.		
	Rocas sedimentarias (areniscas, conglomerados, etc.) y tobas competentes.	0.3 a 0.6	Multiplicar por 1.2 a 1.5 según el grado de meteorización.		
	Rocas ígneas sanas (granito, basalto, riolita, etc.).	0.2 a 0.4	Multiplicar por 2 a 4 según el grado de meteorización.		
Espesor de la capa de suelo.	Menos de 5 m	0.5	Revisense cortes y cañadas; o bien, recórrase a exploración manual.		
	5 a 10 m	1.0			
	10 a 15 m	1.4			
	15 a 20 m	1.8			
Aspectos estructurales en formaciones rocosas	Echado de la discontinuidad	Menos de 15°	0.3	Considérense planos de contacto entre formaciones, grietas, juntas y planos de debilidad. Ver figura 5.8.	
		25 a 35°	0.6		
		Más de 45°	0.9		
		Más de 10°	0.3		
	Ángulo entre el echado de las discontinuidades y la inclinación del talud	0° a 10°	0.5	Ángulo diferencial positivo si el echado es mayor que la inclinación del talud. Ver figura 5.9.	
		0°	0.7		
		0° a -10°	0.8		
		Más de -10°	1.0		
Ángulo entre el rumbo de las discontinuidades y el rumbo de la dirección del talud.	Más de 30°	0.2	Considerar la dirección de las discontinuidades más representativas.		
	10° a 20°	0.3			
	Menos de 5°	0.5			



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

TABLA 2-7 CONTINUACIÓN FORMATO PARA LA ESTIMACIÓN DE AMENAZA ANTE MOVIMIENTOS DE LADERAS (SUÁREZ, 1998)

FACTORES GEOMORFOLÓGICOS Y AMBIENTALES			
Evidencias geomorfológicas de "huecos" en laderas contiguas	Inexistentes	0.0	Formas de conchas o de embudo (flujos).
	Volumenes moderados	0.5	
	Grandes volúmenes faltantes	1.0	
	Zona urbana	2.0	
Vegetación y uso de la tierra	Cultivos anuales	1.5	Considerese no sólo la ladera, sino también la plataforma en la cima.
	Vegetación intensa	0.0	
	Vegetación moderada	0.8	
	Área deforestada	2.0	
Régimen del agua en la ladera	Nivel freático superficial	1.0	Detectar posibles emanaciones de agua en el talud.
	Nivel freático inexistente	0.0	
	Zanjas o depresiones donde se acumule agua en la ladera o la plataforma	1.0	
			SUMATORIA

Calificados los diferentes factores que influyen en la estabilidad de una ladera o de un talud cualquiera, podrá hacerse su sumatoria, a fin de estimar el grado de amenaza de deslizamiento. En la Tabla 2-8 se distinguen cinco grados de esa amenaza, desde la muy baja hasta la muy alta.

TABLA 2-8 ESTIMACIÓN DEL GRADO DE AMENAZA ANTE MOVIMIENTO DE LADERAS (SUÁREZ, 1998)

Grado	Descripción	Suma de las calificaciones
5	Amenaza muy alta	Más de 10
4	Amenaza alta	8.5 a 10
3	Amenaza moderada	7 a 8.5
2	Amenaza baja	5 a 7
1	Amenaza muy baja	Menos de 5

TABLA 2-9 ESCALA SUGERIDA DE PROBABILIDADES PARA LA INTENSIDAD DE UN MOVIMIENTO DE LADERA (MENDOZA, 2004)

Término	Rango de frecuencia (1 / año)	Significado
Muy alta probabilidad	$> 1/20$	El deslizamiento puede ser inminente. Los eventos de deslizamiento ocurrirían con un periodo de retorno de 20 años, o menos, y dejarían signos claros de perturbación relativamente frescos.
Alta	$1/100 - 1/20$	Debe esperarse que ocurra un deslizamiento dentro del tiempo de vida de una persona, o de una estructura típica. Son identificables las perturbaciones, pero no parecen recientes.
Media	$1/500 - 1/100$	La ocurrencia de un deslizamiento en el término de un tiempo de vida no es probable, pero es posible.
Baja	$1/2500 - 1/500$	Una probabilidad anual de $1/2500$ es de significado incierto.
Muy baja	$< 1/2500$	Este límite es comparable a la probabilidad asociada al sismo creíble máximo que se usa para el diseño de presas en Canadá.

*“Los términos incluidos en la Tabla 2-9 podrían relacionarse con los términos “frecuente”, “probable”, “Ocasional”, “Remoto” e “Improbable”, correspondientemente. Por otra parte, se estima*



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

*que a los grados de amenaza establecidos en la Tabla 2-8, podrían asignárseles, correspondientemente, las probabilidades señaladas en la Tabla 2-9; así, el Grado 1 le correspondería una probabilidad de menos 1/20, con el significado de que los movimientos de ladera para el caso analizado al que se estimó el grado de amenaza 1, ocurrirían con un periodo de retorno de 20 años, o menos (Mendoza-López, et al., 2004).”.*

Para recabar todos los datos necesarios en la metodología citada y otros de interés para el estudio en general, hay que contar en campo con instrumentos simples como un martillo de geólogo, brújula, clinómetro, cámara fotográfica, cinta métrica, entre otros. Con ellos basta para hacer un buen trabajo en la fase de reconocimientos de campo.

Los problemas de estabilidad de taludes importantes para el proyecto pueden ser estudiados con el nivel de detalle requerido, toda vez que su estimación cualitativa al deslizamiento ha sido evaluada. En otras palabras, del reconocimiento de campo surge la investigación de detalle sólo para los casos particulares que así lo requieran, pues se trata de la etapa más costosa dentro de los estudios geotécnicos.

### **2.2 Estudios de detalle**

La investigación de detalle constituye un complemento indispensable de la investigación a gran escala para aquellas zonas donde se presentan problemas de inestabilidades que no puedan ser resueltas de manera cualitativa, sino que se requiere ir más allá para tener una certeza del estado que guarda el talud.

Por razones de costo una investigación detallada siempre tiene menor amplitud porque sólo se realiza en los sitios con un grado de riesgo importante, pero en cambio, se realiza con mayor profundidad, tendiendo a la comprensión de los fenómenos que influyen en la estabilidad de los taludes, y así, determinar si pueden ser o no corregidos para valorarlos en el proyecto.

Por medio de una serie de técnicas de investigación y ensayo intenta definir con precisión los distintos parámetros que rigen el comportamiento de las rocas y los suelos. Todas las fases de la investigación han de desarrollarse para obtener el mejor conocimiento posible de las características resistentes del terreno. En base a este conocimiento se pueden obtener una serie de datos que permiten deducir la respuesta del terreno a través del tiempo o ante una obra determinada.

La investigación ha de permitir una discretización del terreno en zonas homogéneas, determinando los valores de los parámetros característicos que rigen su comportamiento. Pueden enfocarse a conseguir un análisis de estabilidad de taludes naturales, diseño de nuevos desmontes y rellenos, o hacia la elaboración de hipótesis de rotura de los taludes, para adecuar las labores más idóneas para su corrección.



## **2.2.1 Sondeos geotécnicos y calicatas**

### **2.2.1.1 Calicatas y pozos**

Generalmente se realizan en terrenos fáciles de excavar. Se pueden realizar de forma manual, mediante maquinaria de excavación (retroexcavadora, etc.) o empleando grandes barrenas. Sus dimensiones dependen de la amplitud de la información deseada, limitándose su profundidad por factores de seguridad u operatividad de la maquinaria empleada.

Permiten una observación in situ del material, así como toma de muestras y medidas. El reconocimiento de las calicatas y pozos se ha de registrar en formatos en los que se considera la profundidad de los diferentes niveles o capas, litología y descripción, presencia de niveles freáticos, toma de muestras para la realización de ensayos, etc.

Las calicatas son uno de los métodos más empleados en el reconocimiento superficial del terreno, sin embargo, cuenta con las siguientes limitaciones (*González-deVallejo, et al., 2002*):

- La profundidad no suele exceder los 4 m.
- La presencia de agua limita su utilidad.
- El terreno debe poderse excavar por medios mecánicos.
- Para la ejecución es imprescindible cumplir las normas de seguridad frente a derrumbes de las paredes, así como cerciorarse de la ausencia de instalaciones, conducciones cables, etc.

### **2.2.1.2 Sondeos mecánicos**

Se realizan mediante sondas montadas sobre vehículos o de forma autónoma. Generalmente los sondeos se dividen en dos grupos: *percusión* y *rotación*, según el procedimiento empleado en la perforación.

Los sondeos permiten el reconocimiento del terreno a lo largo de su profundidad (caso de testificación continua), la posibilidad de tomar muestras a diferentes profundidades para determinar sus características en ensayos posteriores e incluso realizar otro tipo de ensayos en el interior de la perforación.

La ejecución de una campaña de reconocimiento mediante sondeos se acompaña de ciertas prescripciones técnicas, variables según el tipo de terreno. Según las condiciones de meteorización del macizo rocoso o tipo de suelo, se emplearán tubos saca testigos de pared sencilla (Tipo B) o doble (Tipo T). De acuerdo a la profundidad de investigación se emplearán diámetros mínimos de perforación siendo los más usuales:  $\phi = 116, 101, 86, 76, 66$  mm. El tipo de coronas a utilizar es widia o diamante según la dureza del terreno.

Cuando sea necesario una recuperación continua de testigo es conveniente que no sea inferior al 80% de la longitud perforada.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

Si los sondeos se realizan en roca, la testificación continua nos proporcionará, además de las litologías y su grado de meteorización, el índice de calidad RQD (% trozos de testigo >10 cm), número de fracturas por metro y buzamiento de las discontinuidades (Fig. 2-10).

El registro del sondeo ya efectuado se realiza en formatos preparados para tal efecto, acompañado de fotografías de las cajas portatestigos en las que se indica el nombre del sondeo y profundidad.

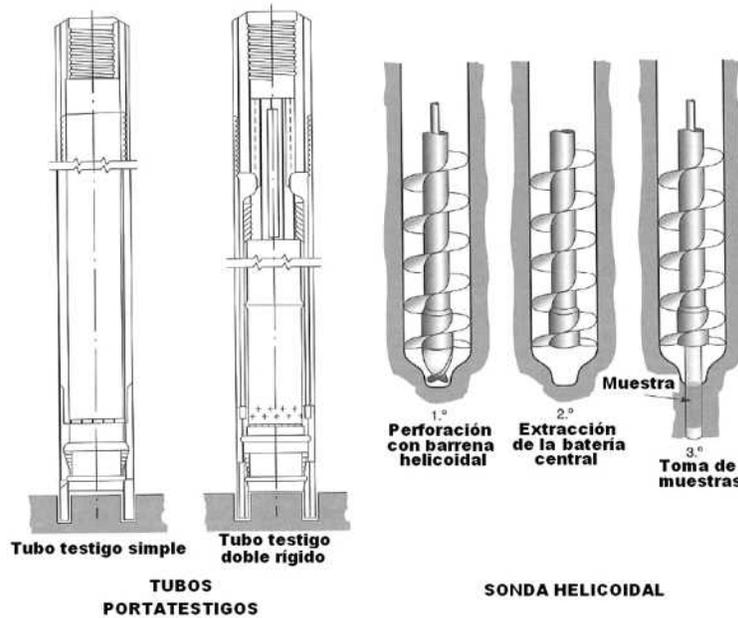


FIG. 2-6 DIFERENTES TIPOS DE SONDAS MECÁNICAS (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

La toma de muestras en el interior del sondeo puede realizarse en roca o en materiales tipo suelo. Cuando se toman muestras de rocas deben tratarse con parafina para que se conserven íntegras las propiedades de su estado natural o al menos no difieran cualitativamente en sus propiedades.

Si el material es de tipo suelo se emplean aparatos adecuados a las características del mismo, introduciéndolos en el interior del sondeo. Se denominan toma muestras y existen diversos tipos. Normalmente se emplean tubos toma muestras, que permiten la obtención de muestras inalteradas del suelo. Éstas no tienen carácter inalterado en sentido estricto ya que el procedimiento de obtención modifica sustancialmente las propiedades intrínsecas del suelo.

Los tubos toma muestras de uso más extendido se dividen en:

- Toma muestras de pared gruesa.
- Toma muestras de pared gruesa bipartida.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

- Toma muestras de pared delgada o Shelby.

Los dos primeros se introducen en el terreno mediante hincas. Se golpea un cabezal de varillaje con una masa de 63.6 kg, dejándola caer desde una altura de 76.2 cm. Normalmente se cuenta el número de golpes necesarios para introducir cada 15 cm del toma muestras a lo largo de 60 cm de hincas. El número de golpes que han sido necesarios para introducir los 30 cm centrales del tomamuestra, sirven para dar idea de la resistencia del terreno y pueden correlacionarse con el ensayo SPT. En el interior del tomamuestras se aloja un tubo hueco de PVC en el que se introduce la muestra.

Los tomamuestras de pared delgada se introducen mediante empuje, sirviendo a su vez como estuche para el traslado de la muestra.

Los extremos de los tubos de PVC o de los toma muestras se parafinan para evitar una pérdida de las propiedades naturales del suelo. Se indica la profundidad y extremo superior e inferior a que se ha tomado la muestra mediante un etiquetado de la misma.

Cuando se desea tomar muestras de tipo alterado se utilizan barrenos helicoidales huecos, que sacan a la superficie el material de forma continua (alterado) y permiten la toma de muestras inalteradas en su interior.

### **2.2.1.3 Penetrómetros**

Son aparatos capaces de introducir una puntaza en el terreno mediante golpeo o por empuje. Su objeto es medir la resistencia a la penetración a lo largo de una profundidad deseada. Según la forma de introducirlos en el terreno se dividen en dinámicos y estáticos. Existen diversos tipos de penetrómetros de los que se describen los más usados frecuentemente.

El ensayo de penetración estándar (SPT) constituye un penetrómetro dinámico abierto de uso más extendido. Se asemeja a una toma muestras de tubo bipartido, pero de diámetro inferior.

La resistencia del suelo a la penetración se mide por el número de golpes,  $N$ , necesarios para hincar el SPT 30 cm. La masa que produce el golpeo pesa 63.6 kg, cayendo desde una altura de 76.2 cm. Se comienza a golpear hasta que se ha introducido 15 cm. A partir de este momento se comienza a contar los golpes cada 15 cm. A partir de este momento se comienza a contar los golpes cada 15 cm hasta que se han introducido los 30 cm restantes. Si se necesita dar más de 100 golpes se considera rechazo y se suspende la prueba.

Algunas veces este ensayo ha de realizarse por debajo del nivel freático y entonces se aplica una fórmula para corregir el número de golpes dados en el terreno sumergido (*Terzaghi, Peck, 1948*):

$$N = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15)$$

$N'$ : no. de golpes medidos en el ensayo



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

Otro de los penetrómetros dinámicos de los que más se usan es el denominado Borros. Consiste en hacer penetrar una puntaza de 1.51 kg de peso, de forma cuadrada y 16 cm<sup>2</sup> de superficie con una punta cónica que forma un ángulo de 60°. Se golpea por medio de una masa de 65 kg de peso que cae desde una altura de 50 cm. Generalmente se pierde la puntaza, que va encajada en el extremo inferior del varillaje.

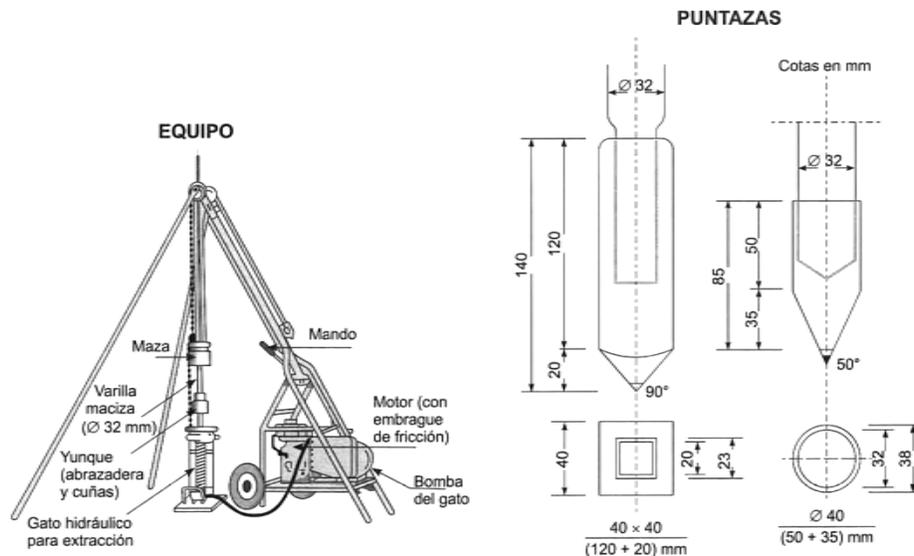


FIG. 2-7 ENSAYO DE PENETRACIÓN TIPO BORROS, DISPOSITIVO Y PUNTAZAS (GONZÁLEZ, 2002)

El número de golpes necesarios para hacer avanzar la puntaza 20 cm recibe el nombre de número de penetración Borros,  $N_b$ . Sus resultados se registran en formatos que contemplan la profundidad y el número de golpes.

Dentro de los penetrómetros estáticos (CPT) la característica fundamental es que él se introduce en el terreno por empuje no por golpeo y a una velocidad constante, anotándose las resistencias de avance encontradas y que se leen en un manómetro.

Existen dos tipos de cono en estos penetrómetros:

- Cono móvil
- Cono fijo

En el primer caso el cono se desplaza a voluntad con respecto al tren de varillas que lo soporta. Se puede medir separadamente la resistencia en punta y el rozamiento lateral. En el segundo caso no se pueden medir separadamente estas resistencias.

Los penetrómetros estáticos son muy útiles para determinar parámetros a corto plazo en arcillas y limos plásticos blandos.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

Los penetrómetros tienen una gran utilidad para diferenciar rellenos artificiales de terreno natural y obtener una estimación de las resistencias de los diferentes materiales que los componen.

### **2.2.1.4 Muestras geotécnicas**

Las muestras geotécnicas se toman tanto en sondeos como en calicatas u otro tipo de excavaciones, con el fin de obtener testigos representativos de las características y propiedades del terreno para efectuar ensayos de laboratorio. Los tipos de muestras se exponen enseguida (*González-deVallejo, et al., 2002*).

#### *2.2.1.4.1 Muestras inalteradas*

Son las que no sufren alteración en su estructura ni en su contenido en humedad. En sondeos se extraen mediante toma muestras adecuados, y en calicatas o excavaciones, mediante el tallado de muestras en bloque o la hincas de tubos por presión o golpeo. La obtención de este tipo de muestras es necesaria para ensayos de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y fábrica de suelos.

#### *2.2.1.4.2 Testigos parafinados*

Son testigos de roca procedentes de sondeos que se recubren con parafina inmediatamente después de su extracción a fin de no alterar sus condiciones naturales. Estas muestras son aptas para realizar cualquier tipo de ensayo en laboratorio.

#### *2.2.1.4.3 Muestras alteradas*

Son muestras que sufren modificación en su estructura y en su contenido de humedad, pero conservan su composición mineralógica. Las muestras alteradas se obtienen habitualmente en calicatas y excavaciones. Permiten la realización de ensayos de laboratorio en suelos de identificación, compactación, etc.

#### *2.2.1.4.4 Muestras de agua*

Se obtienen de los distintos niveles de acuíferos detectados durante la perforación, con el fin de realizar análisis químicos. Los análisis de laboratorio más característicos son el pH y el contenido en sales y elementos contaminantes. Las muestras no deben tomarse inmediatamente después de finalizar la perforación, dejando que desaparezcan los residuos debidos a la ejecución del sondeo, tanto partículas sólidas en suspensión como restos de agua de inyección o de lodos empleados para la perforación. El agua se recoge en botellas de plástico limpias, lavándolas con el mismo agua antes de ser llenadas. Cada muestra debe llevar indicada la fecha y los datos de identificación del sondeo y la profundidad.



**CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

EMPRESA		REGISTRO DE SONDEO EN SUELOS								
		PROYECTO:								
SONDEO N.º:		SITUACIÓN:			COORDENADAS: X: Y: Z:					
FECHA: 18-5-1999		PROFUNDIDAD: 12 m			HOJA:					
PROFUND. (m.)	LONGITUD TRAMO (m.)	NIVEL FREÁTICO	COLUMNA	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS	Nº GOLPES S.P.T/M.J.	LÍMITES DE ATTERBERG		HUMEDAD (%)	CLASIFIC. U.S.C.S.
							LL (%)	IP (%)		
	0,25			Suelo vegetal orgánico.						
	0,65			Grava arenosa, bien graduada, de cantos angulosos de color negruzco.						
	0,90			Grava arenosa similar a la anterior con pasadas limo-areno-arcillosas, más abundantes según se profundiza.						
	1,80									
	2,00									
	2,60			Limo con algo de arena, contiene cantos dispersos, de color blanquecino. Medianamente denso y duro en cuanto a resistencia.	MI	5-7-8-9	33,0	15,9	16,8	CL
	3,20				SPT	5-8-9-12				
				Limo arcillo-arenoso, con cantos de 2 a 3 cm de tamaño, angulosos. Color marrón oscuro. El material se encuentra suelto y con nódulos de material cohesivo.						
				Limo arenoso con cantos dispersos, subredondeados, pueden alcanzar un tamaño máximo de 5 cm. El material se encuentra suelto y presenta un color marrón-blanquecino						
	6,45									
	7,00			Limo-arcilloso marrón oscuro, con gran contenido en materia orgánica. Presenta cantos de grava de 0,5 a 1 cm de tamaño.	MI	3-4-5-8	24,8	8,5	16,2	ML
	7,60				SPT	4-7-7-6				
				Limo arenoso, suelto, de color marrón claro.						
				Limo con algo de arena, más cohesivo de color marrón claro. Firme ( $q_u = 2-2,5 \text{ kg/cm}^2$ ).						
	11,00									
	11,50			Margas arcillosas con algún canto dispenso, de color azulado. Duras ( $q_u = >4,5 \text{ kg/cm}^2$ ).	MI	15-20-30-40	30	20	8,5	CL
	12,00				SPT	25-50-R				
OBSERVACIONES:										
MI: Muestra inalterada					MNC: Muestra no conseguida					
MA: Muestra alterada					TP: Testigo parafinado					
SPT: Ensayo de penetración estándar					N.F.: Nivel freático					

FIG. 2-8 REGISTRO DE SONDEOS EN SUELOS (GONZÁLEZ, 2002)



**CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

EMPRESA		REGISTRO DE SONDEO EN ROCA																		
SONDEO N°:		PROYECTO:					COORDENADAS: X: Y: Z:													
FECHA: Junio 2000		SITUACIÓN:					HOJA:													
PROFUND. (m)		LONGITUD TRAMO (m)		NIVEL FREÁTICO		COLUMNA		DESCRIPCIÓN DEL TESTIGO		MUESTRA		RECUPER (%)		R.Q.D. (%)		FRACT. N/30cm		DISCONT.		
0,6	0,60							Suelo vegetal compuesto por un limo arcilloso de color negruzco, orgánico.												Suelo
1																				
2	2,4							Conglomerado heterométrico de matriz rojiza. Cantos de hasta 5 cm de longitud máxima y con tamaños medios de 1 a 2 cm de morfología subredondeada.												Discontinuidades enclavadas en buzamientos de 50°
3									3,00											
4	2,0							Arenisca de color rojo a marrón con escasa matriz y algunas gravas.	MNC											Descontinuidades enclavadas en buzamientos de 20° planas-ruptas
5	5,0								3,60											
6	2,0							Arenisca de color rojo con escasa matriz con granos de 1 cm máximo y algunas pasadas conglomeráticas. (Testigo de 2 m de longitud.)	5,35											Planas lisas
7									TP											
8									5,80											
9	3,5							Conglomerado con matriz rojiza. Cantos de hasta 7 cm de longitud máxima y con tamaños medios de 3 a 4 cm de morfología subredondeada.	7,80											Discontinuidades enclavadas- lisas con buzamientos de 50°
10									TP											
11	1,5							Arenisca de color rojo de grano muy fino.	8,30											
12									10,2											Sin discontinuidades
									TP											
									10,8											

OBSERVACIONES:

MI: Muestra inalterada  
 MA: Muestra alterada  
 SPT: Ensayo de penetración

MNC: Muestra no conseguida  
 TP: Testigo parafinado  
 N.F.: Nivel freático

FIG. 2-9 REGISTRO DE SONDEOS EN ROCA (GONZÁLEZ, 2002)



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

### *2.2.1.4.5 Tomamuestras a rotación*

Se utilizan las propias baterías de los sondeos a rotación provistas de coronas. Pueden ser de pared única (baterías sencillas), cuyo movimiento rotatorio sobre la muestra produce la alteración de la misma, obteniéndose por tanto muestras alteradas, y de pared doble (baterías dobles), en los que la pared exterior gira y la interior permanece estática, permitiendo la obtención de las muestras inalteradas. Estas muestras inalteradas deben ser parafinadas en el momento de la extracción. La batería de triple tubo dispone en su interior de un estuche de latón en el que se recoge la muestra inalterada.

### *2.2.1.4.6 Tomamuestras hincados a presión y golpeo*

Este sistema consiste en sustituir la batería de perforación por un tomamuestras que se hinca a presión o golpeo. Los tomamuestras pueden ser abiertos o cerrados, dependiendo de que estén siempre abiertos en su extremo inferior o temporalmente cerrados. Los abiertos, a su vez, pueden ser de pared gruesa o delgada; a los primeros corresponde el tomamuestras utilizado en el ensayo de penetración estándar (SPT), y a los de pared delgada los tubos Shelby. En los abiertos de pared gruesa se utiliza la hinca por golpeo, y en los de pared delgada la hinca a presión. Entre los tomamuestras cerrados está el tomamuestras de pistón, que permite obtener muestras inalteradas de mejor calidad en suelos blandos y muy blandos.

### *2.2.1.4.7 Tomamuestras en calicatas*

Durante la realización de calicatas u otro tipo de excavaciones en suelos, pueden tomarse muestras alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas se extraen mediante palas o métodos manuales, introduciéndolas en sacos estancos de plástico. La cantidad de muestra a tomar depende de la granulometría de los materiales y del tipo de ensayos a realizar. Para terrenos arcillosos y ensayos de identificación suele ser suficiente con 2 ó 3 kg. Si se pretende realizar, por ejemplo, ensayos C.B.R. la cantidad mínima será de 20 kg. En arenas y gravas estas cantidades se duplican y triplican en función del tamaño de grano, pudiendo ser los 100 kg en casos de tamaños grandes de bolos o fragmentos de roca (como en depósitos coluviales o aluviales).

Las muestras inalteradas se extraen mediante dos procedimientos:

- Muestra en bloque: El procedimiento consiste en el tallado manual de un bloque de suelo, y su inmediato sellado y protección con parafina y vendas.
- Hinca de tubos tomamuestras: El sistema consiste en clavar un tubo tomamuestras en las paredes o en el fondo de la excavación, mediante empuje manual (en suelos blandos), o mecánico con la propia pala de la excavadora (en suelos firmes). Los extremos del tubo se parafinan y se protegen para su envío al laboratorio.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

### *2.2.1.4.8 Tamaño de las muestras*

El tamaño de las muestras inalteradas está condicionado a las exigencias de los ensayos de laboratorio. Los diámetros más usados están comprendidos entre los 55 y 100 mm. Para ensayos de compresión simple, puede ser suficiente un diámetro de aproximadamente 55 mm, mientras que para ensayos edométricos es conveniente un diámetro mínimo de 80 mm. Si se requiere obtener tres muestras en el mismo plano para el ensayo triaxial, será necesario un diámetro al menos de 100 mm. La longitud mínima de la muestra debe permitir obtener un tramo central suficientemente largo lo más intacto posible, ya que es inevitable una cierta alteración en los extremos de la muestra.

En el transporte de las muestras inalteradas deben evitarse el calor, las vibraciones y los golpes. Su almacenamiento hasta la realización de los ensayos se efectúa en la cámara húmeda de laboratorio.

### *2.2.1.4.9 Testificación geotécnica*

Consiste en el registro y descripción de los testigos obtenidos de la perforación en sondeos mecánicos. Los testigos deben colocarse y conservarse en cajas de madera o cartón parafinado, etiquetadas, señalándose con tablillas las cotas en las que se produce un cambio litológico o aparece alguna estructura de importancia (falla, fractura, hueco, etc.). Los espacios vacíos correspondientes a las muestras extraídas, deben acotarse e indicarse sus características (muestra inalterada, testigo parafinado, SPT, etc.). Es recomendable realizar la descripción de los testigos de forma simultánea a la perforación para que los materiales no sufran alteraciones. El procedimiento a seguir es el siguiente:

- Descripción sistemática: naturaleza y composición de visu, litología, tamaño de grano, color, textura, grado de meteorización, consistencia y resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo en suelos, etc.
- En materiales rocosos: descripción de discontinuidades (tipo, espaciado, rugosidad, rellenos), porcentaje de recuperación del testigo.
- Índice RQD (**Sección 2.2.1.4.10**) e índice  $N_{30}$  que representa el número de fracturas por cada tramo de 30 cm de testigo.
- Datos de los ensayos realizados en el interior del sondeo.
- Fotografías de las cajas, realizadas de forma que sean claramente identificables las tablillas separándolas con sus cotas, colores, texturas, fracturas de los testigos, así como el número de la caja y las profundidades perforadas.

Además deben registrarse los siguientes datos:

- Profundidad y tipo de las muestras obtenidas.
- Profundidad del nivel freático.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

### 2.2.1.4.10 Cálculo RQD

El índice RQD representa la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de los testigos mayores de 10 cm y la longitud total del tramo considerado. Generalmente, las maniobras en los sondeos con recuperación de muestra están seccionadas en una longitud controlada:

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de los trozos de testigo} > 10 \text{ cm}}{\text{longitud total}} \times 100$$

Para la estimación del RQD se consideran sólo los fragmentos o trozos de testigo de material fresco, excluyéndose los que presentan un grado de alteración importante (a partir de grado IV inclusive), para los que se considera un RQD=0%. La medida del RQD se debe realizar en cada maniobra del sondeo o en cada cambio litológico, siendo recomendable que la longitud de maniobra no exceda de 1.5 m. El diámetro mínimo de los testigos debe ser 48 mm. La medida de la longitud del testigo se realiza sobre el eje central del mismo, considerándose los fragmentos con, al menos, un diámetro completo.

A continuación se muestra el procedimiento de medida del RQD y se describe la calidad de la roca en función de este índice:

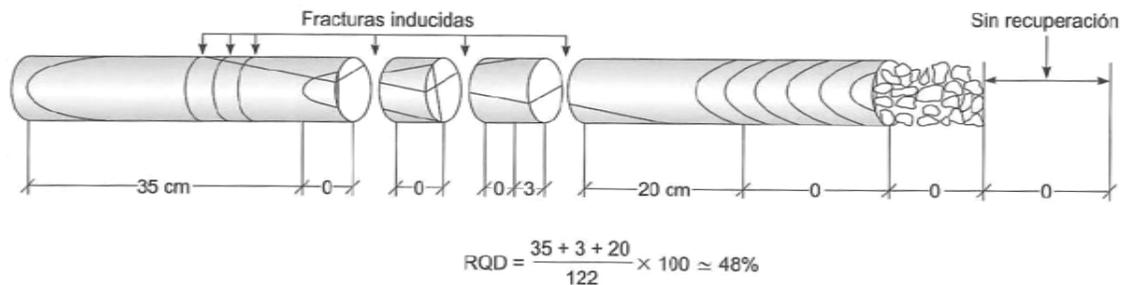


FIG. 2-10 EJEMPLO DE CÁLCULO DEL ÍNDICE RQD (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

### 2.2.2 Prospección geofísica

La prospección geofísica permite estudiar la distribución en profundidad de alguna determinada propiedad físico-química de las capas de terreno, o de alguna característica relacionada con dichas propiedades.

Son de gran utilidad para la resolución de estructuras geológicas y como ayuda al conocimiento de las características mecánicas de suelos y rocas.

Tienen gran importancia para establecer los contactos entre materiales de recubrimiento y substrato rocoso, entre rellenos artificiales y terreno natural y para delimitar la posición de niveles freáticos.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

Dependiendo del parámetro físico que se mide, los métodos geofísicos pueden ser: gravimétricos, magnéticos, sísmicos, eléctricos y radioactivos. La testificación geofísica mide estos parámetros en el interior de un sondeo de forma continua (log).

De todos los métodos mencionados se describen los más ampliamente utilizados en la investigación de taludes, tanto para fases de diseño, como para corrección de inestabilidades (Ayala-Carcedo, et al., 2006).

### 2.2.2.1 Geofísica de superficie

Los métodos de geofísica más usuales realizados sobre la superficie del terreno son los sísmicos y los eléctricos, sin considerar aquellos métodos de testificación, geofísica que se utilizan en ocasiones especiales.

#### 2.2.2.1.1 Geofísica sísmica

Se basa en el análisis de la propagación de las ondas elásticas a través del terreno. Estas se pueden clasificar de la siguiente forma:

Ondas elásticas internas:

- Longitudinales (P)
- Transversales (S)

Ondas elásticas superficiales:

- Rayleigh (R)
- Love
- Hidrodinámicas (H)
- Acopladas (C)

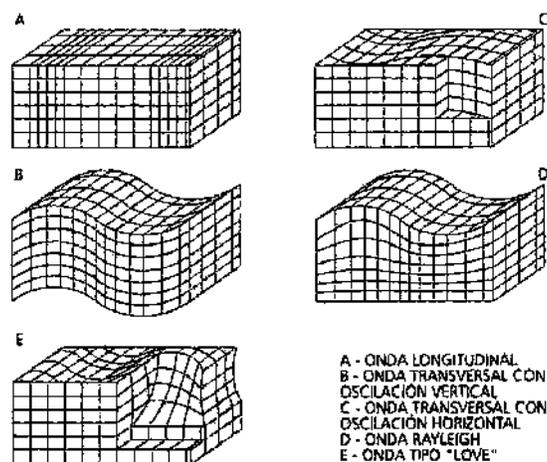


FIG. 2-11 TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS (GEOCONSULT, 1995)



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

---

Las velocidades de propagación de las ondas elásticas se miden por los tiempos que tardan en llegar dichas ondas desde el punto donde quedan, hasta los diversos puntos donde se recogen, cuyas distancias son conocidas.

Las ondas P son las primeras en llegar y son las que se utilizan en la símica de refracción y reflexión. La relación aproximada entre la velocidad de las ondas P y las ondas S, es la siguiente, válida para coeficientes de Poisson de 0.25:  $V_p=1.732V_s$  (GEOCONSULT, 1995).

Las velocidades dependen de las constantes elásticas y de la densidad del medio según las relaciones:

$$V_p = \sqrt{\left(K + \frac{3}{4}n\right)/\delta} \qquad V_s = \sqrt{\frac{n}{\delta}}$$

Donde:

K=módulo de compresibilidad

n= módulo de rigidez

$\delta$ =densidad

Una onda elástica al propagarse en un terreno discontinuo se comporta igual que un rayo luminoso a través de diversos medios transparentes y sufre los mismos efectos de refracción, reflexión, difracción, etc. (Ley de Snell).

Si una onda incide sobre una superficie de separación de dos medios de diferentes velocidades, dicha onda se refleja y refracta.

La generación de las ondas puede realizarse con explosivos o por el golpe de un martillo sobre una placa metálica situada sobre el terreno; la recepción de las ondas producidas se realiza con sensores o geófonos que traducen la vibración mecánica debida al paso de las ondas por el terreno, en una frecuencia proporcional a la velocidad del movimiento del terreno. Esta frecuencia es muy pequeña y se amplifica antes de salir a un galvanómetro. Sus indicaciones se registran sobre una película fotográfica obteniendo el sismograma del movimiento producido por el paso de las ondas en el punto donde está situado el geófono.

La representación se realiza sobre un eje de coordenadas, poniendo en abscisas las distancias entre el punto de impacto y los geófonos y en ordenadas los tiempos que la onda elástica tarda en recorrer dichas distancias. La gráfica obtenida recibe el nombre de *dromocrónica*. Una vez interpretada ésta, se pasa a un perfil la topografía del terreno y la distribución de las diferentes velocidades obtenidas.

Dentro de la geofísica sísmica los métodos más empleados son el sísmico de refracción y el de reflexión. Ambos métodos se basan en el ángulo de incidencia de las ondas. A continuación se explica estos dos métodos.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

La *sísmica de refracción* consiste en generar ondas sísmicas en superficie y registrar aquellas que sufren refracción total a lo largo de los contactos de velocidades distintas. Como estas ondas son las más veloces, son las primeras en llegar, distinguiéndose perfectamente de las restantes.

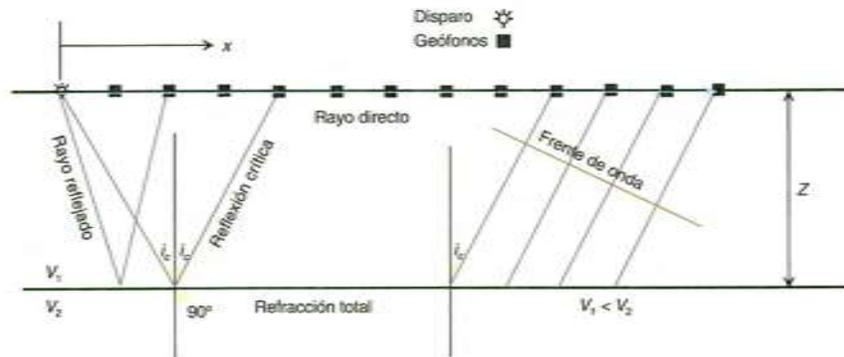


FIG. 2-12 FUNDAMENTO DE LA PROSECCIÓN MEDIANTE LA SÍSMICA DE LA REFRACCIÓN (GONZÁLEZ, 2002)

Este método da buenos resultados cuando se intenta delimitar un substrato rocoso, obtener su estructura, seguir una determinada capa de alta velocidad, etc.

Se suelen emplear aparatos registradores portátiles de pocos canales, produciéndose la onda sísmica mediante golpeo de un martillo (8 kg) sobre una placa metálica, situada sobre el terreno. La longitud de los perfiles suele situarse habitualmente entre 25 y 100m, con separación entre geófonos que no suele exceder los 5 m, con objeto de garantizar el detalle de la investigación. Los puntos de golpeo suelen ser, como mínimo, tres en cada perfil, situados al inicio, a la mitad y al final de cada perfil. Si los perfiles exceden longitudes de 60 m, el número de puntos de golpeo es habitualmente de cinco.

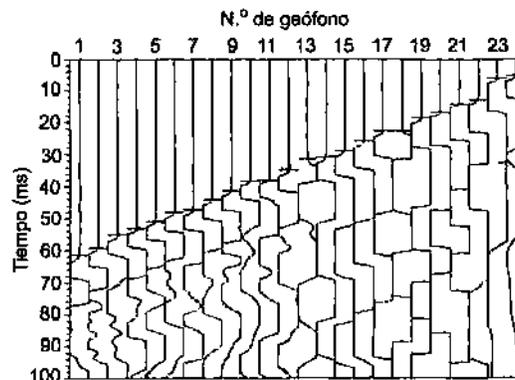


FIG. 2-13 SISMOGRAMA EN SÍSMICA DE REFRACCIÓN (GONZÁLEZ, 2002)



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

---

Generalmente da buenos resultados aunque tiene limitaciones cuando una capa se apoya sobre otra de menor velocidad. Se ha utilizado con éxito en la determinación del espesor de rocas meteorizadas deslizantes en laderas naturales hasta profundidades de unos 15 m.

La *sísmica de reflexión* determina los tiempos de llegada de las ondas reflejadas en las superficies de separación de dos medios de diferentes velocidades de propagación.

La distribución de los geófonos se realiza agrupándolos a una distancia relativamente corta del punto de tiro. Esto asegura que las llegadas registradas en el sismógrafo son debidas a ondas reflejadas y no refractados.

Este método es muy preciso, pero caro. Suele utilizarse en casos concretos, dentro de zonas delimitadas por otros métodos geofísicos. Presenta algunas limitaciones cuando las pendientes entre los contactos son mayores a 30°.

### 2.2.2.1.2 Geofísica eléctrica

Son aquellos métodos que estudian la respuesta del terreno cuando se propagan a través de él corrientes eléctricas continuas (DC). El parámetro físico que se controla es la resistividad ( $\rho$ ) y la interpretación final se hace en función de las características geológicas de la zona en que se aplican. Su aplicación es muy frecuente en geotecnia. La resistividad es una propiedad intrínseca de las rocas y depende de la litología, estructura interna y, sobre todo, de su contenido en agua, no siendo por tanto, una propiedad isótropa en la masa rocosa.

La fórmula de Archie relaciona la resistividad de la roca,  $\rho$ , la del agua contenida en los poros,  $\rho_w$ , y la porosidad,  $\phi$ :

$$\rho = (\phi S^{-2}) \rho_w$$

Siendo  $S$  la saturación.

La medida de las resistividades del subsuelo se lleva a cabo en los siguientes pasos:

Introducción en el terreno de una corriente continua de intensidad  $I$ , mediante dos electrodos, denominados A y B, conectados a una fuente de energía.

Medida de la diferencia de potencial  $\Delta V$ , generada por el paso de la corriente, entre dos electrodos denominados M y N.

Cálculo de la resistividad del espesor de terreno afectado por el paso de la corriente.

La resistividad que se obtiene no corresponde a una unidad litológica concreta, sino que define al conjunto de materiales afectados por el paso de corriente, y se denomina resistividad aparente ( $\rho_a$ ):

$$\rho_a = K(\Delta V/I)$$



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

Donde  $K$  es la constante de configuración geométrica del dispositivo en cada medida, que depende de las distancias entre electrodos AM, MB, AN, NB. Modificando la configuración de electrodos se obtienen múltiples posibilidades de investigación. Lo más frecuente es utilizar configuraciones normalizadas, siendo las más comunes las denominadas Schlumberger y Wenner. La primera es simétrica, con los electrodos de potencial MN inferiores y alineados con los de corriente AB, y separación entre M-N inferior a 1/5 de A-B. En la segunda la disposición es igual, salvo que las distancias A-M, M-N y N-B son iguales. Los equipos a emplear son similares para las distintas configuraciones y consisten en una caja de baterías, electrodos de corriente y potencial, cables de conexión y resistivímetros.

Los métodos más comunes son los sondeos eléctricos verticales y calicatas eléctricas.

Los *sondeos eléctricos verticales* (SEV) es una técnica que consiste en separar sucesivamente los electrodos de corriente A y B del punto central, siguiendo una línea recta, y medir la resistividad en cada disposición. La resistividad aparente calculada será, por tanto, la correspondiente a mayores espesores según se van separando los electrodos. Se emplea generalmente la configuración Schlumberger. El resultado que se obtiene del SEV es la variación de la resistividad  $\rho$  con la profundidad en el punto central del perfil investigado. Las profundidades más habituales de investigación están entre 0 y 200 m.

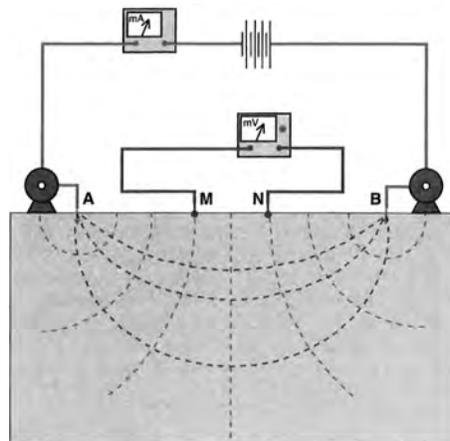


FIG. 2-14 MEDIDA DE LAS RESISTIVIDADES DEL TERRENO MEDIANTE MÉTODOS ELÉCTRICOS (GONZÁLEZ, 2002)

Las *calicatas eléctricas* (CE) adoptan para su realización un dispositivo de tipo Wenner, donde las distancias entre electrodos A-M, M-N y N-B son iguales, moviendo lateralmente el dispositivo a lo largo de un perfil seleccionado. De esta manera se detectan las variaciones laterales de resistividad aparente,  $\rho_a$ , a una profundidad aproximadamente constante. Las profundidades más habituales de investigación están entre 0 y 50 m.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

Las limitaciones de estos métodos vienen impuestas por las topografías fuertes. Los sondeos eléctricos se emplean para determinar recubrimientos sobre substrato, pero sólo son útiles cuando se trata de materiales eléctricamente distintos, y no suelen servir ni para espesores de meteorización ni profundidades de nivel freático. Pueden ser útiles para deslizamiento, de estratos con distinta resistividad. Las calicatas, sirven para detectar fallas o cambios laterales de litologías con contraste eléctrico, y ambos menos que la sísmica.

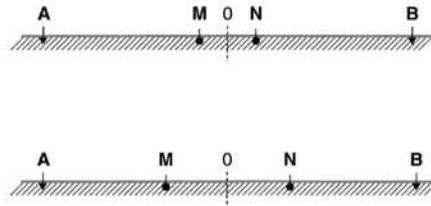


FIG. 2-15 CONFIGURACIÓN SCHLUMBERGER Y WENNER (GONZÁLEZ, 2002)

### 2.2.2.2 Geofísica en el interior de sondeos

Las técnicas geofísicas en el interior de sondeos constituyen una herramienta de gran utilidad para la medida de determinadas propiedades físicas de las formaciones geológicas atravesadas por las perforaciones, complementando la información obtenida en la testificación de los sondeos y los resultados de la geofísica de superficie (*González-deVallejo, et al., 2002*).

#### 2.2.2.2.1 Testificación geofísica

Los llamados *logs* o *diagráfias* de sondeos determinan propiedades físicas como la densidad, porosidad, grado de saturación, etc., utilizando la información proporcionada por registros eléctricos, nucleares y acústicos. Además de estos parámetros físicos del terreno se obtiene la información acerca de propiedades mecánicas y del estado natural de los materiales. Es aconsejable su empleo en todos los sondeos profundos. Los logs o diagráfias se realizan introduciendo una sonda hasta el fondo del sondeo y midiendo según asciende, en modo continuo o a intervalos. Los equipos constan de cuatro partes: El instrumento que realiza las medidas o sonda, el cable de conexión y el dispositivo de extensión y recogida del mismo, la batería y la unidad de control y registro.

Este tipo de técnicas permite investigar únicamente las zonas circundantes de los sondeos, con lo que los resultados a priori, no pueden extrapolarse a otros ámbitos, aunque tienen la ventaja de que pueden realizarse hasta varios cientos de metros de profundidad. Los equipos empleados en geotecnia permiten testificar sondeos de pequeño diámetro entre 50 y 150 mm. La realización de registros en varios sondeos permite la correlación entre los mismos. En función del parámetro físico medido los registros pueden clasificarse en:



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

- Eléctricos: Miden la resistividad eléctrica, potencial espontáneo y conductividad eléctrica.
- Nucleares o radioactivos: Gamma natural, gamma espectral, neutrón-neutrón o neutrón-gamma y gamma-gamma.
- Sónicos o acústicos.
- Fluidos: Temperatura, conductividad y velocidad de flujo.
- Geométricos: Calibre, dipmetro y registro de la televisión.

Las sondas eléctricas proporcionan información sobre: La resistividad eléctrica del terreno que rodea al sondeo, que depende principalmente de la salinidad del agua intersticial y del tamaño e interconexión de los poros; el potencial espontáneo (SP), que responde a las diferencias de potencial eléctrico entre formaciones debidas a las diferencias entre la salinidad de fluidos y minerales; la conductividad eléctrica del terreno.

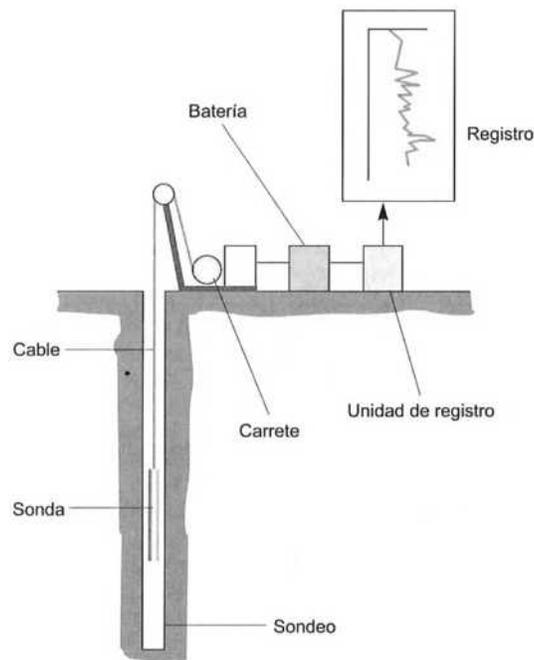


FIG. 2-16 EQUIPO PARA LA TESTIFICACIÓN GEOFÍSICA DE SONDEOS (GONZÁLEZ, 2002)

Para la medida de la resistividad eléctrica se requieren que el sondeo esté sin entubar y relleno de líquido. Los registros proporcionan información cualitativa sobre la secuencia litológica, facilitando la correlación entre sondeos. La sonda mide la resistividad del terreno al paso de una corriente introducida artificialmente entre un electrodo A en el sondeo y otro B situado en superficie. El registro SP es una medida pasiva de la diferencia entre el potencial eléctrico de un



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

electrodo M introducido en el sondeo y otro N situado en superficie pudiéndose atribuir a causas puramente naturales la existencia de dichos potenciales. La sonda de inducción o conductividad permite conocer la respuesta de formaciones eléctricamente conductoras a un campo magnético inducido, obteniéndose un registro continuo de la conductividad del terreno alrededor del sondeo.

Las sondas radioactivas pueden ser pasivas o activas. En el primer caso, mide la emisión de la radioactividad natural en el terreno que circunda el sondeo; las activas registran la respuesta del terreno al ser bombardeado por rayos gamma o por un chorro de neutrones. La sonda gamma-natural mide la emisión de radiación gamma. Los rayos gamma son ondas electromagnéticas de frecuencias superiores a  $10^{10}$  MHz emitidos espontáneamente por algunos elementos radioactivos presentes en las rocas, abundantes en materiales arcillosos. Las radiaciones se deben principalmente al isótopo radiactivo  $K^{40}$  y a isótopos del uranio y torio. El K forma parte de la estructura cristalina de las micas, illitas, esmectitas y otros minerales arcillosos, por ello los registros de rayos gamma-natural se emplean como indicadores cualitativos del contenido en arcilla en formaciones sedimentarias. Esta sonda puede utilizarse tanto en sondeos entubados como sin entubar. La sonda gamma-gamma tiene como principal utilidad la estimación de la densidad del terreno. Se emplea para el bombardeo una fuente artificial de isótopos radioactivos que emiten rayos gamma (radio-226, cesio-137 y cobalto-60), registrándose los rayos gamma que permanecen, con una determinada pérdida de energía, momentos después; éste valor es inversamente proporcional a la densidad de la formación atravesada. El nivel de radiación gamma natural del terreno debe descontarse de la radiación recibida antes de proceder al cálculo de la densidad. La sonda neutrón-neutrón emite un chorro de neutrones y se miden los que permanecen momentos después, con una determinada pérdida de energía (neutrones térmicos). La sonda neutrón-gamma mide la emisión de los rayos gamma que se producen al ser absorbidos los neutrones térmicos por los átomos. Son muy sensibles a la presencia de átomos de hidrógeno. La sonda neutrón-neutrón permite determinar la cantidad de agua existente en el terreno. Si éste se encuentra saturado, el registro de neutrones proporciona una medida directa de su porosidad. Para la interpretación de registro de neutrones hay que tener en cuenta el diámetro del sondeo, el tipo de líquido en su interior, el tipo de tubería de revestimiento, la litología de los materiales y el grado de saturación del terreno.

Los registros sónicos o acústicos miden la velocidad de propagación y las características de atenuación de las ondas elásticas a través de la formación atravesada por el sondeo, magnitudes que pueden correlacionarse con las propiedades mecánicas y el grado de fracturación de los materiales.

Dentro de los registros de fluidos destaca la sonda de temperatura, que registra la temperatura del fluido del sondeo en función de la profundidad. Facilita información de los puntos o



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

zonas por los que penetra el agua al taladro. La sonda de conductividad mide la conductividad eléctrica del fluido en el interior del sondeo, y mediante el registro de la velocidad de flujo se determina la velocidad de ascenso o descenso del fluido.

Entre las medidas geométricas habitualmente se emplea: la sonda de calibre (caliper), que proporciona un registro gráfico continuo del diámetro del sondeo, así como datos de la rugosidad o irregularidades de las paredes asociadas, por ejemplo, a cambios litológicos, huecos, zonas fracturadas o disueltas, etc., si el registro es detallado pueden identificarse incluso fracturas individuales. Este registro se emplea también en correlaciones con los resultados de otros tipos de sondas. El dipmetro (diplog) proporciona el buzamiento y la dirección del buzamiento de las discontinuidades atravesadas por el sondeo, mediante la introducción de dispositivos eléctricos "micro" montado de tal forma que van registrados diametralmente las discontinuidades en las paredes. Así mismo, permite determinar la magnitud y dirección de las desviaciones del sondeo. La sonda televisiva proporciona una grabación de las paredes en sondeos sin agua o con agua limpia, permitiendo observar contactos litológicos, discontinuidades, fracturas, cavidades, etc.

### *2.2.2.2 Sísmica en sondeos*

Se realiza mediante la introducción, en un sondeo previamente revestido, de una sonda triaxial que registra los tiempos de llegada de las sondas PIS, a partir de los cuales se calcula las velocidades de transmisión y los módulos de deformación dinámicos del terreno. Éstas constantes dependen de la velocidad de las ondas elásticas longitudinales  $V_p$  y transversales,  $V_s$ , y de la densidad del material,  $\rho$ .

El cálculo de la velocidad de las ondas P a partir de la sísmica de refracción desde superficie es una práctica habitual, utilizando para ello las tromocronas de los perfiles sísmicos. Las dificultades aparecen en la localización de la llegada de las ondas S en los sismogramas; para mejorar la recepción e identificación se utilizan básicamente dos técnicas que se realizan en el interior de sondeos y que se denominan down-hole y cross-hole. Tanto los sensores como los instrumentos de golpeo y la propia ejecución del golpeo exigen una cierta especialización para trabajar en el interior del sondeo y recoger de forma adecuada las ondas transversales cizalla.

*Cross-hole.* Se realiza entre dos o tres sondeos próximos. En dos de ellos se introduce la sonda triaxial a distintas profundidades y en el otro se realiza el golpeo también a profundidad variable. El resultado es una sección de las diferentes velocidades del terreno entre los sondeos.

*Down-hole y up-hole.* Se lleva a cabo en un único sondeo en el que la sonda triaxial se dispone a distintas cotas, generalmente con un espacio regular entre ellas, procediendo a realizar los golpes desde la superficie del sondeo (down-hole) o desde el fondo (up-hole). Los impulsos en superficie se realizan por golpeo lateral sobre un cuerpo fijado al suelo con un peso que lo



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

inmoviliza. Se obtiene un perfil de velocidades del terreno. El geófono que se emplea tiene tres componentes, dos dispuestas horizontalmente y ortogonales entre sí, y una tercera vertical. Esta configuración permite identificar la llegada de las ondas S por comparación de los sismogramas recibidos en la misma componente pero procedente de golpeo en direcciones contrarias. Identificando el tiempo de llegada de las ondas P y S, la representación de curvas tiempo-distancia (tromocronas), permite calcular las velocidades  $V_p$  y  $V_s$ , y, a partir de ellas el módulo de Young y el coeficiente de Poisson.

### 2.2.3 Ensayos in situ

Tienen como objeto estimar las características mecánicas o hidrogeológicas del terreno. Suelen ser muy costosos, cuando son a gran escala, y tienen un carácter puntual. Con frecuencia la pequeña porción de terreno a que afectan plantea difíciles problemas de interpretación para extrapolar sus resultados a escala real. Sin embargo son los únicos que ofrecen garantías respecto al carácter inalterado del terreno ensayado (Ayala-Carcedo, et al., 2006).

#### 2.2.3.1 Medio rocoso

Los macizos rocosos son conjuntos heterogéneos y generalmente discontinuos, lo que implica que la escala de un experimento determina los resultados del mismo.

Se pueden dividir los ensayos in situ de los medios rocosos en dos grupos, según la propiedad que pretendan definir:

- Resistencia y deformabilidad.
- Permeabilidad.

TABLA 2-10 ENSAYOS IN SITU EN SUELOS Y ROCAS

Propiedad geotécnica	Tipo de material	
	Suelos	Rocas
Resistencia	Penetración estándar (SPT) Penetración dinámica (Borros y otros tipos) Penetración estática y CPT Molinete ( <i>vane test</i> )	Martillo Schmidt. Carga puntual. Corte directo.
Deformabilidad	Placa de carga. Presiómetros*.	Dilatómetros Gato plano.
Permeabilidad	Le franc Gig Gavard Matsuo Haefeli	Ensayo Lugeon

#### 2.2.3.1.1 Resistencia

Estos ensayos, dada la variabilidad de las características de las masas rocosas, es necesario realizarlos en número considerable para analizar estadísticamente los resultados.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

La extrapolación de los mismos a áreas mayores que las ensayadas requiere que las propiedades de la roca mantengan una cierta uniformidad en toda la extensión que interese.

Los ensayos que se describen a continuación son los de uso más extendido, debido a que los aparatos necesarios para su realización son fácilmente transportables.

### ❖ Martillo Schmidt (Esclerómetro)

Ideado en un principio para estimar la resistencia del concreto a la compresión simple. Se ha modificado convenientemente dando lugar a varios modelos, tipo L, N, P, etc., alguno de los cuales resulta apropiado para estimar la resistencia a compresión simple de la roca.

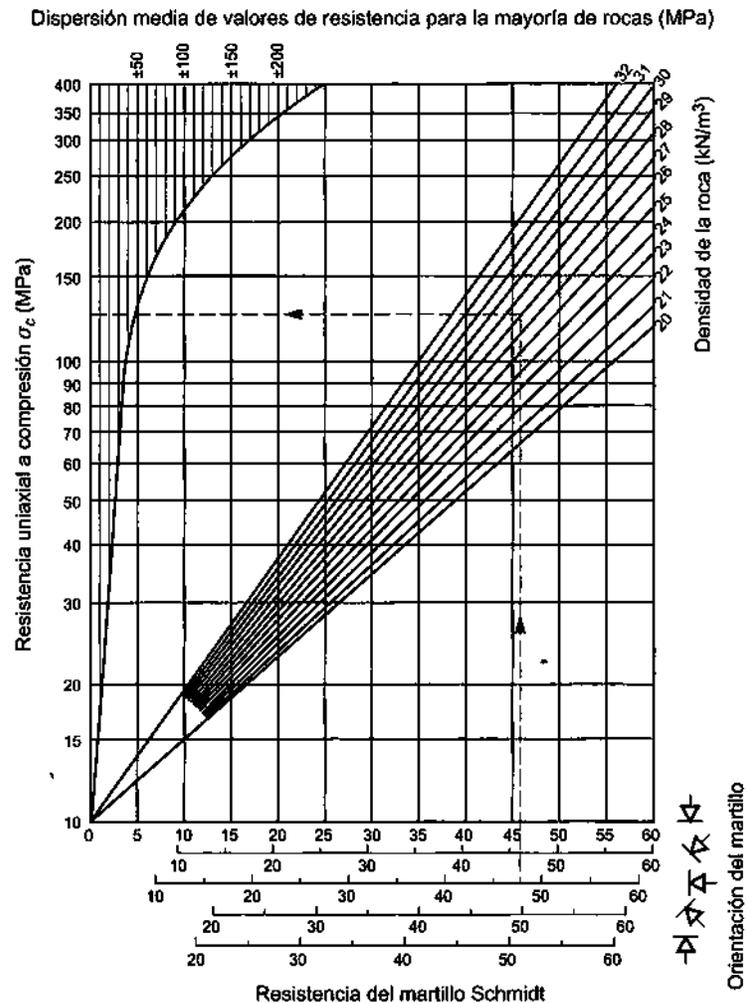


FIG. 2-17 GRÁFICO DE CORRELACIÓN ENTRE EL RESULTADO DEL ESCLERÓMETRO Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (GONZÁLEZ, 2002)

Su uso es muy frecuente dado la manejabilidad del aparato, pudiendo aplicarse sobre roca matriz y fundamentalmente sobre las discontinuidades (resistencia de los labios) para calcular su



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

resistencia al corte, a través de alguno de los criterios existentes en la literatura, como por ejemplo, el criterio de Barton y Choubey explicado más adelante.

Consiste en medir la resistencia al rebote de la superficie de roca ensayada.

La medida del rebote se correlaciona con la resistencia a la compresión simple, mediante un gráfico debido a Miller (1965) que contempla la densidad de la roca y la orientación del martillo respecto del plano ensayado.

El desarrollo del ensayo consiste en una preparación de las zonas elegidas, eliminando la pátina de roca meteorizada. Se efectúan 10 percusiones con el martillo en la zona elegida y se eliminan los 5 valores más bajos, efectuándose el promedio de los restantes.

Una vez ensayadas todas las zonas necesarias, se llevan el gráfico de correlación y se obtienen unos valores estimativos de la resistencia a compresión simple de la roca, obteniendo una idea de su estado y calidad.

El registro de los datos se realiza sobre unos formatos preparados a tal fin, que faciliten la interpretación de los mismos. Es necesaria la toma de alguna muestra-bloque y su ensayo en laboratorio para calibrar medidas.

### ❖ *Ensayo de carga puntual (Point Load Test)*

El objetivo principal de este ensayo consiste en estimar la resistencia a compresión simple de la roca. En él se comprime una probeta cilíndrica entre dos puntos situados en generatrices opuestas (compresión diametral).

El índice del ensayo,  $I_s$ , se define como:

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

Donde:

- P, la carga de rotura
- D el diámetro del testigo

La longitud de éste ha de ser al menos 1.5 veces su diámetro y no se exige ninguna preparación especial de los extremos de la probeta.

Este ensayo por su facilidad de realización en campo puede utilizarse ampliamente para obtener un extenso espectro de la calidad de la roca. Por su difícil aplicación en rocas muy blandas y en el caso de rocas con anisotropía muy marcada, debe procurarse que la dirección de aplicación de la carga sea paralela o perpendicular a la dirección predominante de la estratificación, esquistosidad, etc.

Diversos autores han tratado de obtener una correlación entre los índices,  $I_s$ , y la resistencia a la compresión simple,  $\sigma_c$ , de las rocas.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

Bieniawski obtuvo la correlación mostrada enseguida en la que apuntaba la influencia del tamaño y forma de la muestra ensayada. Posteriormente diversos autores han analizado la influencia de la forma y diámetro de las muestras en las correlaciones.

$$\sigma_c = 24I_s$$

Broch&Franklin han considerado:

$$\frac{P}{A^{0.75}} = K$$

Donde:

- P, es la carga aplicada.
- A, es la sección de la muestra.
- K, es una constante que depende la resistencia de la roca.

Los datos obtenidos de multitud de ensayos se han llevado a diagramas de  $P/A^{0.75}$  obteniéndose curvas ligeramente cóncavas o convexas para un mismo tipo de roca. Esto es indicativo de que el exponente 0.75 es una condición general que puede hacerse extensiva a prácticamente la totalidad de las rocas.

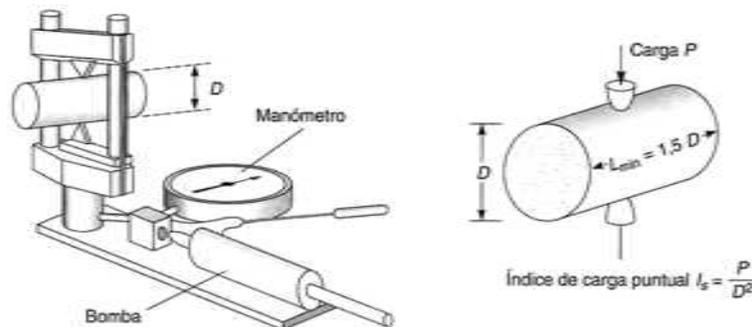


FIG. 2-18 ENSAYO DE CARGA PUNTUAL PLT (AYALA, 2006)

Para facilitar que las rocas más fracturadas se puedan ensayar, se ha propuesto un diámetro de 25 mm en probetas cilíndricas, aproximadamente una sección de  $500 \text{ mm}^2$ . Se puede obtener un índice de resistencia,  $T_{500}$  dividiendo por esa área.

$$T_{500} = \frac{P(500 \text{ mm}^2)}{500 \text{ mm}^2}$$

Relacionando éste índice con la variación de las secciones de las muestras se puede obtener un índice de resistencia corregido,  $T_{500}^*$ , cuya expresión es la siguiente:



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

---

$$T_{500}^* = 211.5 \frac{P}{A^{0.75}}$$

Donde:

- $T_{500}^*$ , viene dado en MPa.
- $P$ , viene dado en KN.
- $A$ , viene dado en  $\text{mm}^2$ .

Esta corrección según el tamaño de la probeta no da errores serios cuando la sección de la muestra no excede del 10% de la sección estándar ( $500 \text{ mm}^2$ ).

A partir de las correcciones anteriormente descritas y en base a los datos de varios autores se puede concluir que una estimación aproximada de la resistencia a compresión simple de la roca viene dada por la relación:

$$\sigma_c = 12.5T_{500}$$

Los ensayos de carga puntual también se pueden realizar sobre fragmentos de roca irregulares, aunque los resultados obtenidos suelen presentar una gran dispersión.

Para facilitar la toma de datos de los ensayos realizados en el campo existen una serie de formatos que permiten efectuar las correcciones posteriores de forma práctica y sencilla.

Deben ensayarse testigos o muestras-bloque en laboratorio para calibración.

### ❖ *Ensayo de tracción indirecta o "Brasileño"*

Se puede realizar con el aparato semejante al empleado en el ensayo de índice de carga puntual, al que se le sustituyen las puntazas por placas rectangulares de acero.

La realización de este ensayo con el campo está condicionada por el diámetro de las muestras disponibles y las limitaciones de carga del aparato, para rocas muy resistentes.

Este ensayo no es de uso muy frecuente en el campo, por lo que sus fundamentos se exponen dentro de los ensayos de laboratorio en rocas.

### ❖ *Ensayo de corte directo*

Existen en la actualidad aparatos de corte directo de tipo portátil, que facilitan la realización de este tipo de ensaye.

En estos aparatos se pretende determinar la cohesión y al ángulo de rozamiento interno a lo largo de una superficie de testigos de roca o de una discontinuidad.

El testigo de roca o fragmento que contiene la discontinuidad se ajusta a ambas cajas con mortero de cemento o resina, dejando la parte central de la caja la discontinuidad. Sobre éstas se aplica la fuerza horizontal para que se produzca la rotura.

En estos ensayos se determina, tanto la resistencia al corte de pico como la residual, efectuando en este caso varios ciclos de carga, y descarga en cada muestra o llevando el



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

desplazamiento entre las cajas hasta magnitudes adecuadas. Este es un ensayo de gran aplicación práctica en la estabilidad de taludes, ya que se pueden determinar las características de las discontinuidades con o sin relleno.

Los tres primeros tipos de ensayos que se describieron se utilizan para realizar una estimación mediante correlaciones de la resistencia a compresión simple. No obstante, es conveniente contrastar los resultados con algún ensayo de compresión simple en laboratorio.

La aplicabilidad del ensayo a escala del macizo se limita por el tamaño de muestra al efecto de la rugosidad (JRC) en la resistencia al corte, ya que no puede detectar irregularidades a escala mayor del decímetro.

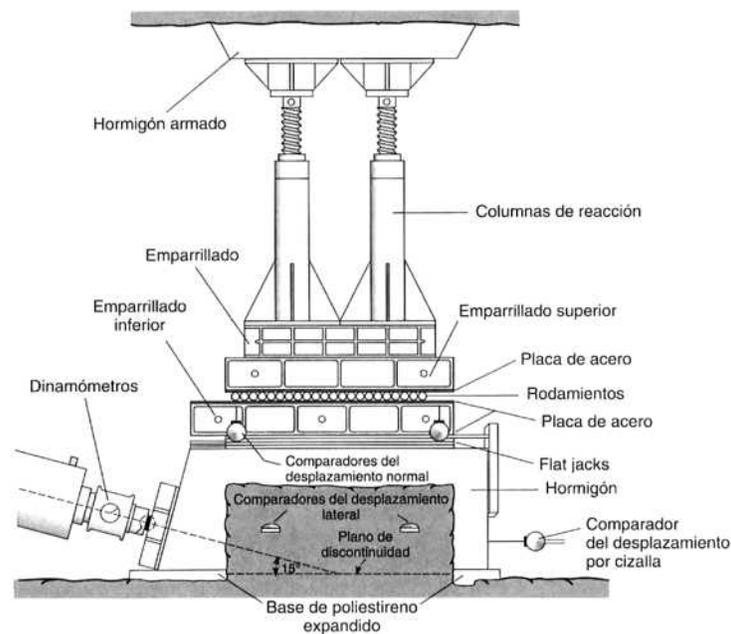


FIG. 2-19 ENSAYO DE CORTE DIRECTO IN SITU EN ROCA (GONZÁLEZ, 2002)

### ❖ *Tilt Test*

Este ensayo constituye esencialmente un ensayo de corte bajo cargas normales muy bajas. Consiste en superponer dos bloques con una discontinuidad común a ambos e ir inclinándolos sobre un apoyo hasta que comience a deslizar, momento en el que se mide con un ciclómetro el ángulo  $\alpha$  con la horizontal (Fig. 2-20). Dicho ángulo es una función de la relación entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal que actúa sobre una discontinuidad:

$$\alpha = \arctan \frac{\tau}{\sigma}$$



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

Es un ensayo fácil de realizar en medios rocosos con al menos tres familias de discontinuidades, ya que se simplifica la extracción de bloques para llevar a cabo los ensayos. Tiene en cuenta irregularidades en la junta a escala de 1 m aproximadamente.

### 2.2.3.1.2 Deformabilidad

Los ensayos de deformabilidad no son muy comunes en los análisis de estabilidad de taludes, sin embargo esto no significa que se trate de un parámetro menos importante o que no deba tomarse en cuenta, de tal suerte, para los métodos de análisis que requieren de las características deformacionales del material, se presentan algunos ensayos que pueden ser ejecutados como parte de los estudios geotécnicos in situ para un talud en roca.

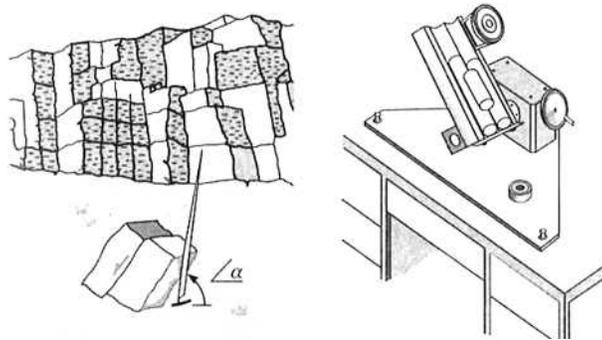


FIG. 2-20 ENSAYO DE TILT TEST EN CAMPO Y EN TESTIGOS DE SONDEOS (AYALA, 2006)

### ❖ *Ensayo dilatométrico*

El ensayo dilatométrico constituye una adaptación del presiómetro para su aplicación en rocas. Como resultado del ensayo se obtiene unas curvas carga-desplazamiento, a partir de las cuales se determina el módulo de deformación dilatométrico. Sin embargo, a diferencia de los suelos, los macizos rocosos son discontinuos y anisótopos, lo que condiciona en gran medida su deformabilidad, por lo que el ensayo dilatométrico suele medir la deformación en seis direcciones a lo largo de tres diámetros (*Gonzales-deVallejo, et al., 2002*).

El ensayo consiste en aplicar presiones crecientes a través de una camisa elástica alojada en el interior de un sondeo. Una vez que se obtiene un tramo lineal en la curva carga desplazamiento, se realiza una descarga de la presión aplicada. Este ciclo suele repetirse entre una y tres veces por ensayo, alcanzando, en cada uno de los ciclos sucesivos, presiones más elevadas en función de las características resistentes y deformacionales del terreno. Como resultado del ensayo se obtienen unas curvas presión desplazamiento en las que se puede distinguir las siguientes etapas de deformación: adaptación de la camisa al sondeo, deformación elástica, uno o varios ciclos de carga y descarga, deformación plástica y rotura. El módulo de



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

deformación dilatométrico  $E_D$  del terreno, tanto en carga como en descarga, viene dado por la siguiente expresión:

$$E_D = (1 + \nu)M_r$$

Donde:

- $\nu$ , es el coeficiente de Poisson.
- $M_r$ , es la rigidez del terreno, correspondiente a la pendiente del tramo elástico de la curva dilatométrica del ensayo.
- $r$ , es el radio de la perforación.

Este ensayo es muy útil en macizos rocosos muy fracturados, rocas blandas o deformables y, en general, donde la obtención de las muestras es difícil o imposible y se precise obtener las propiedades elásticas de la roca in situ.

### ❖ *Ensayo de gato plano (flat jack)*

Este ensayo realizado en las paredes de excavaciones, permite estimar el módulo de deformación en macizos rocosos duros y continuos, y medir el estado tensional de la roca. Sus resultados pueden considerarse representativos hasta una distancia de unos pocos metros hacia el interior del macizo rocoso a partir de la superficie en la que se realiza el ensayo.

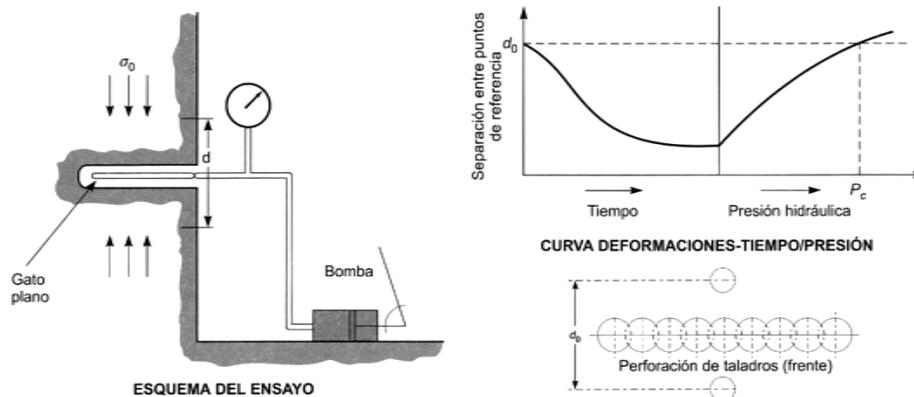


FIG. 2-21 ENSAYO DEL GATO PLANO (MODIFICADO DE GONZÁLEZ, 2002)

Antes de comenzar el ensayo se fijan en la pared rocosa unos clavos o puntos de referencia y se mide su separación. A continuación se efectúa una ranura en la roca entre los puntos de referencia, con una sierra o mediante perforación de taladros, lo que provoca un acercamiento entre los puntos al tender a cerrarse la ranura por liberación de los esfuerzos existentes en el macizo rocoso; se miden estas deformaciones inmediatamente después de realizar la hendidura y algún tiempo después, entre uno y tres días. Se introduce entonces un gato plano



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

en la ranura y se aplica presión hasta que los puntos de referencia sean iguales a las primitivas; esta presión aplicada se considera igual a la tensión inicial de la roca,  $\sigma_0$ , antes de realizar la hendidura, en la dirección perpendicular al gato plano. Durante el ensayo se registran las presiones aplicadas y se miden las deformaciones producidas, a partir de las cuales se obtiene el módulo de deformación elástica del macizo rocoso.

### ❖ *Métodos sísmicos*

Los módulos de deformación del macizo también pueden obtenerse a partir de métodos sísmicos, en cuyo caso se obtienen los módulos de deformación dinámicos, tanto para suelos como para macizos rocosos, y permite estimar la deformabilidad dinámica a partir de la velocidad de las ondas elásticas longitudinales o de compresión  $V_p$  y transversales o de cizalla  $V_s$ . La velocidad de las ondas longitudinales depende del tipo de material, de su grado de alteración y fracturación, del estado de esfuerzos y de las condiciones hidrogeológicas.

Las expresiones que relacionan estos parámetros con los módulos dinámicos son:

$$E_d = V_p^2 \rho [(1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)/(1 - \nu_d)]$$

$$\nu_d = \frac{1}{2} [(V_p/V_s)^2 - 2] / [(V_p/V_s)^2 - 1]$$

Donde:

- $E_d$ , módulo de Young dinámico
- $\nu_d$ , coeficiente de Poisson
- $\rho$ , densidad del material

### 2.2.3.1.3 *Permeabilidad*

La permeabilidad de los medios rocosos está condicionada fundamentalmente por el espaciamiento, apertura y relleno de las familias de discontinuidades. Los ensayos se efectúan en sondeos o pozos y son representativos en la medida en que la zona ensayada atraviese un número suficiente de discontinuidades.

Los ensayos suelen realizarse con agua a presión. Esta se aumenta en escalones sucesivos y luego se disminuye, estudiando las respuestas de las discontinuidades frente a las presiones aplicadas. De los distintos ensayos existentes de bombeo en pozo, Lefranc y Lugeon, éste último es el de más uso más frecuente en medios rocosos.

### ❖ *Ensayo de Lugeon*

Para efectuar un ensayo de permeabilidad tipo Lugeon se obtura el sondeo o se sella a una determinada profundidad y se aplica una presión de agua mediante una bomba, midiendo el volumen de agua perdido.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

TABLA 2-11 CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO EN FUNCIÓN DE LA PERMEABILIDAD (GONZÁLEZ, 2002)

Tipo de macizo	Unidades Lugeon	Presión (Kg/cm <sup>2</sup> )
Muy impermeable	0-1	10
Prácticamente impermeable	1-3	10
Permeable	>3	10
	1.5-6	5
Muy permeable	>3	10
	>6	5

En este tipo de ensayos la presión se aumenta y disminuye progresivamente en sucesivos escalones de 0, 1, 2, 5 y 10 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente, manteniendo la presión en cada escalón durante 10 minutos. Siempre deben alcanzarse los 10 kg/cm<sup>2</sup>, excepto en rocas blandas en las que se puede producir fracturación hidráulica antes de llegar a dicha presión. Los valores de permeabilidad obtenidos a 5 y 10 kg/cm<sup>2</sup> no pueden extrapolarse linealmente para presiones mayores.

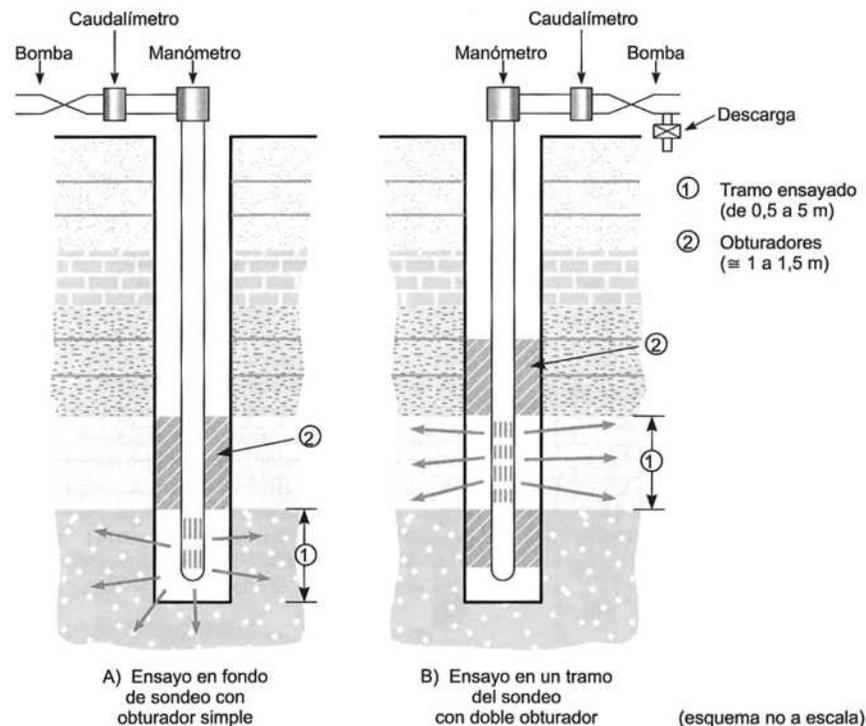


FIG. 2-22 ENSAYO LUGEON (GONZÁLEZ, 2002)

Sus resultados se miden en unidades de Lugeon y determina de forma aproximada la permeabilidad local, que corresponde a una absorción de agua de 1 litro por metro de sondeo por minuto, realizando el ensayo a 10 atmósferas de presión durante 10 minutos. Una unidad de Lugeon equivale a un coeficiente de permeabilidad de  $10^{-5}$  cm/s.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

A partir de estos ensayos se pueden confeccionar unos diagramas Presión-Caudal, de cuyo análisis se deduce el comportamiento del macizo rocoso frente a las filtraciones.

### **2.2.4 Descripción geomecánica de macizos rocosos**

El comportamiento de los macizos rocosos puede deducirse del análisis de los datos suministrados por una amplia y costosa campaña de investigación. No obstante, las características geotécnicas de un macizo rocoso pueden estimarse con los diferentes tipos de clasificaciones mecánicas, de gran desarrollo en los últimos años.

Dichas clasificaciones permiten discretizar una serie de sectores, dentro de un medio rocoso, que facilite el diseño de posteriores labores de investigación.

Una completa descripción geomecánica de un macizo rocoso pretende una estimación de sus características mecánicas mediante determinados índices de calidad.

Estos métodos empíricos proporcionan una valiosa información, cuyo valor depende principalmente de la experiencia y criterio de la persona que los utilice.

Las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos tienen aplicación en el análisis de comportamiento de los taludes. Se basan en la cuantificación de determinados parámetros que influyen en la estabilidad de los taludes, obteniéndose una serie de índices de calidad. Estos permiten la aplicación de fórmulas empíricas, que estiman las características resistentes de los macizos rocosos. Dichos macizos también pueden clasificarse de forma cualitativa, dando una estimación de su comportamiento.

Las primeras clasificaciones se basaban en descripciones cualitativas, que de forma empírica establecían diversos comportamientos de los macizos rocosos.

Actualmente los sistemas de clasificación intentan obtener índices cuantitativos de la calidad de la roca, establecidos en base a una serie de parámetros, que contemplan la resistencia de la roca matriz, disposición y estado de las discontinuidades, y presencia de agua.

Unas clasificaciones se diferencian de otras según el número de parámetros considerados y la valoración que les asigna cada autor.

De todas las clasificaciones existentes se describe a continuación la de Bieniawski (actualización 1989) por ser una de las más aplicadas en la práctica y por tener una utilización directa en taludes.

#### **2.2.4.1 Clasificación RMR (Rock Mass Rating)**

La clasificación geomecánica de Bieniawski, tiene un índice de calidad denominado "Rock Mass Rating" (RMR) que depende de:

- Resistencia de la roca matriz.
- Condiciones de diaclasado (discontinuidades).



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

---

- Efecto del agua.
- Posición relativa del diaclasado respecto a la excavación.

Para tener en cuenta la incidencia de estos factores se definen una serie de parámetros con determinados valores, cuya suma proporciona el índice de calidad RMR. Éste varía entre 15 y 100.

En función del valor RMR, se clasifican las rocas en cinco categorías diferentes, según se muestra en la Tabla 2-12. También proporciona valores estimativos de la cohesión y ángulo de rozamiento interno del macizo rocoso que pueden ser útiles especialmente en rocas de mala calidad con roturas de tipo curvo y permite la estimación del módulo de deformación del macizo,  $E_M$ , mediante la correlación:

$$E_M(GPa) = 1.75RMR - 85$$

Se describen diez parámetros seleccionados para definir sus características:

- *Orientación*. Posición de la discontinuidad en el espacio. Definida por la dirección del buzamiento y el buzamiento de la línea de máxima pendiente en plano de la discontinuidad.
- *Espaciamiento*. Distancia perpendicular entre dos discontinuidades adyacentes. Normalmente se refiere al espaciamiento medio de una familia de discontinuidades.
- *Continuidad*. Extensión superficial de una determinada discontinuidad en un plano imaginario que la contenga.
- *Rugosidad*. Conjunto de irregularidades de diferentes órdenes de magnitud (asperezas, ondulaciones), que compone la superficie de las paredes de una discontinuidad.
- *Resistencia de la discontinuidad*. Resistencia a la compresión de la superficie de discontinuidad. Puede ser más baja que la resistencia de la roca matriz a causa de la meteorización de la misma.
- *Apertura*. Distancia perpendicular entre las paredes de una discontinuidad.
- *Relleno*. Material que separa las paredes de una discontinuidad, normalmente más débil que la roca matriz.
- *Filtración*. Flujo de agua y humedad libre visible en discontinuidades o en la totalidad de la roca.
- *Número de familias*. Comprende el sistema de discontinuidades del medio rocoso.
- *Tamaño del bloque*. Dimensiones del bloque de roca resultante de la mutua orientación y espaciado de las familias de discontinuidades.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

TABLA 2-12 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR (BIENIAWSKI, 1989)

Parámetros de clasificación									
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (Mpa)		
		Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	< 1
Puntuación			15	12	7	4	2	1	0
2	RGD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	0,06 - 0,2 m	< 0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10 - 25 litros/min	25 - 125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua / Tensión principal mayor	0	0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades									
Dirección y buzamiento			Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación	Túneles		0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50	-60		
Clasificación									
Clase	I		II		III	IV	V		
Calidad	Muy buena		Buena		Media	Mala	Muy mala		
Puntuación	100 - 81		80 - 61		60 - 41	40 - 21	< 20		

La principal ventaja de las clasificaciones geomecánicas es que proporcionan una estimación inicial de los parámetros mecánicos del macizo a bajo coste y de forma sencilla. No obstante, debe ser considerada la excesiva simplificación que suponen a la hora de trabajar con macizos rocosos blandos, tectonizados y alterados, para los que, por lo general, sobrevaloran las propiedades resistentes sin tomar la deformabilidad del macizo.

TABLA 2-13 CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO EN RELACIÓN AL ÍNDICE RMR (GONZÁLEZ, 2002)

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy buena	100-81	>4 kg/cm <sup>2</sup>	>45°
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm <sup>2</sup>	35°-45°
III	Media	60-41	2-3 kg/cm <sup>2</sup>	25°-35°
IV	Alta	40-21	1-2 kg/cm <sup>2</sup>	15°-25°
V	Muy mala	<20	<1 kg/cm <sup>2</sup>	<15°



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

La aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los taludes permite evaluar empíricamente la estabilidad de una excavación. A partir de la clasificación RMR se puede obtener la clasificación SMR aplicada a taludes artificiales (excavados), definiendo unos factores de ajuste por orientación de las discontinuidades y por el método de excavación.

El procedimiento a seguir consiste en obtener el índice SMR para cada una de las familias de juntas y adoptar el valor menor de los obtenidos. En rocas meteorizadas y en las evolutivas la clasificación debe ser aplicada dos veces, una para la situación inicial de roca sana, y otra para la situación de roca meteorizada.

TABLA 2-14 ÍNDICE SMR PARA TALUDES EXCAVADOS (ROMANA, 1997)

Factores de ajuste por la orientación de las juntas (F <sub>1</sub> , F <sub>2</sub> Y F <sub>3</sub> )						
Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_1 - \alpha_2 $	$>30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
T	$ \alpha_1 - \alpha_2 - 180^\circ $					
P/T	F <sub>1</sub>	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$ \beta_1 $	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$>45^\circ$
T	F <sub>2</sub>	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F <sub>2</sub>	1	1	1	1	1
P	$\beta_1 - \beta_2$	$>10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	$0^\circ - >120^\circ$	$0 - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
T	$\beta_1 + \beta_2$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$			
P/T	F <sub>3</sub>	0	-6	-25	-50	-60
Factor de ajuste por el método de excavación (F <sub>4</sub> )						
Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente	
F <sub>4</sub>	15	10	8	0	-8	
Clases de estabilidad						
Clase	V	IV	III	II	I	
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100	
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena	
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable	
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o mucha cuñas	Algunos bloques	Ninguna	
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno	
P: rotura plana	$\alpha_1$ : dirección del talud	$\beta_1$ : buzamiento del talud				
T: rotura por vuelco	$\alpha_2$ : dirección de las juntas	$\beta_2$ : buzamiento de las juntas				

### 2.2.4.2 Descripción geotécnica básica

Constituye una caracterización geomecánica del terreno, basada en la observación directa del mismo. Proporciona de forma sistemática y racional la toma de los datos necesarios y su interpretación, según recomienda la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (1980).

Los aspectos que se tienen en cuenta para estimar el comportamiento geomecánico de un terreno son los siguientes:

- Nombre de la roca o suelo, con una descripción geológica somera.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

- Características estructurales y mecánicas del medio rocoso, como son espesor de los estratos y características de las discontinuidades. En el caso de los suelos, sus características deformacionales y resistentes, así como el espesor de las capas.
- Estado del macizo estudiado, en este sentido se estudia el grado de meteorización, presencia de agua, descripción del entorno, etc.

Para su aplicación se efectúa en primer lugar una zonificación del dominio estructural en unidades geotécnicas, cuyas características sean uniformes o similares.

### 2.2.5 Ensayos de laboratorio

Tratan de determinar alguno de los parámetros que influyen en la estabilidad de los taludes. Resultan un instrumento indispensable para comprender, interpretar y extrapolar los resultados de los ensayos "in situ".

En la realización de los ensayos mecánicos e hidráulicos de laboratorio tiene gran influencia la calidad de la muestra inalterada de la que se intentaban conocer sus propiedades mecánicas.

#### 2.2.5.1 Ensayos en roca

Tratan de determinar las propiedades geomecánicas de la roca matriz mediante el ensayo de muestras de roca, talladas de testigos de sondeos o de bloques irregulares.

TABLA 2-15 PROPIEDADES DE LA MATRIZ ROCOSA Y ENSAYOS DE DETERMINACIÓN EN LABORATORIO (GONZÁLEZ, 2002)

	<b>Propiedades</b>	<b>Métodos de determinación</b>
<b>Propiedades de identificación y clasificación</b>	Composición mineralógica.	Descripción visual.
	Fábrica y textura.	Microscopía óptica y electrónica.
	Tamaño de grano.	Difracción de rayos X.
	Color.	
	Porosidad ( $n$ ).	Técnicas de laboratorio.
	Peso específico ( $\gamma$ ).	
	Contenido en humedad.	
Permeabilidad (coeficiente de permeabilidad, $k$ )	Ensayo de permeabilidad.	
Durabilidad.	Ensayos de alterabilidad.	
Alterabilidad (Índice de alterabilidad).		
<b>Propiedades mecánicas</b>	Resistencia a compresión simple ( $\sigma_c$ ).	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de carga puntual. Martillo Schmidt.
	Resistencia a tracción ( $\sigma_t$ ).	Ensayo de tracción directa. Ensayo de tracción indirecta.
	Velocidad de ondas sísmicas ( $V_p$ , $V_s$ ).	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio.
	Resistencia (parámetros $c$ y $\phi$ ).	Ensayo de compresión triaxial.
	Deformabilidad (módulos de deformación elástica estáticos o dinámicos: $E$ , $\nu$ ).	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de velocidad sísmica.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

Una vez determinadas las características resistentes de las rocas se pueden adoptar los diferentes criterios de rotura, que permitan controlar las características de respuesta de los macizos rocosos frente a diversas acciones.

### *2.2.5.1.1 Identificación y estado*

Proporcionan un conocimiento de la naturaleza de la roca y de su estado natural aparente.

A partir de un reconocimiento visual se pueden establecer zonas representativas de la roca, haciendo una selección de las mismas para la aplicación de técnicas de ensayos sofisticados.

Éstas utilizan microscopios binoculares, petrográficos de polarización, microscopios de fluorescencia y microscopio eléctrico de (scanning). También pueden utilizarse análisis químicos para obtener una información completa de la naturaleza cristalográfica y mineralógica de la roca, su textura, microfracturación, distribución y orientación preferente de sus componentes, grado de meteorización, etc.

La definición del estado en que se encuentra la roca debe completarse con medidas de su porosidad, peso específico real y aparente, contenido de humedad, etc.

### *2.2.5.1.2 Alterabilidad*

Pretenden reproducir los posibles procesos de alteración que sufren las rocas debido a su meteorización. Debido a la diversidad de las acciones que producen la degradación de la roca, hay que establecer un criterio para considerar qué mecanismo de alteración prevalece en su entorno y cuál es el ensayo más adecuado que lo cuantifique.

Éste tipo de ensayos adquieren gran importancia en materiales destinados a servir como relleno. Un buen conocimiento de la resistencia a la alteración de los materiales, es determinante en el análisis de la estabilidad a largo plazo de terraplenes y pedraplenes.

### *2.2.5.1.3 Resistencia y deformación*

Las características resistentes de las rocas se determinan mediante una serie de ensayos que permiten determinar el límite máximo de esfuerzos que puede soportar la roca bajo determinadas condiciones.

Los tipos de ensayos frecuentemente realizados son:

#### *❖ Ensayo de resistencia a compresión simple*

Se comprime una probeta cilíndrica según su eje vertical. Puede realizarse con o sin medida de la deformabilidad. En este tipo de ensayo influye la relación longitud diagonal diámetro ( $L/D=2$  ó  $2.5$ ) de la muestra, la velocidad de carga y las condiciones de borde de la muestra.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

---

Frecuentemente este ensayo se realiza midiendo las deformaciones longitudinal y radial de la probeta. Así se pueden obtener diagramas tensión-deformación que permiten una estimación del tipo de comportamiento del material.

Cuando, a partir de las deformaciones se desea deducir el módulo de deformación lineal y el coeficiente de Poisson, la deformabilidad de la probeta se debe medir preferentemente con bandas extensométricas.

### ❖ *Ensayo de tracción indirecta (brasileño)*

Se ensaya una probeta cilíndrica, en la que su altura,  $H$ , puede ser pequeña respecto al diámetro,  $D$ , (de 0.5 a 1.0), y se carga comprimiéndola a lo largo de dos generatrices opuestas. Normalmente entre las placas de aplicación de la carga se intercalan dos pequeñas tiras de cartón para que la carga no se concentre excesivamente y puedan producirse roturas en cuña.

La resistencia a la tracción,  $\sigma_t$ , se expresa como:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DH}$$

Donde:

- $P$ , carga total de rotura.
- $D$ , diámetro de la probeta.
- $H$ , altura de la probeta.

Este ensayo ha sido utilizado por varios autores para clasificar las rocas según la resistencia a tracción de las mismas. Los valores de estos ensayos pueden correlacionarse con los de resistencia a la compresión simple de la roca matriz, ya que se puede estimar en una primera aproximación, que ésta es del orden de 10-20 veces superior de la resistencia a tracción de la roca.

### ❖ *Ensayo de compresión triaxial*

La rotura de las probetas se realiza aplicando una presión de confinamiento  $\sigma_3$  y una presión vertical  $\sigma_1$ , creciente y midiendo las deformaciones para obtener la relación tenso-deformacional correspondiente y determinar la  $\sigma_1$  de rotura y la evolución de la presión intersticial  $u$ .

*“No es un ensayo de mucha aplicación a trabajos de estabilidad de taludes naturales, no obstante, es el ensayo más riguroso y completo (Ayala-Carcedo, et al., 2006).”*

### ❖ *Ensayo de corte directo*

Se realiza generalmente sobre superficies de discontinuidad para determinar la cohesión y el ángulo de rozamiento interno. Ensayando una muestra para una determinada presión normal,  $\sigma_n$ , el esfuerzo cortante,  $\tau$ , será función de  $\sigma_n$  para un mismo material.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

Se obtiene una gráfica que recoge el esfuerzo cortante y el desplazamiento de un bloque sobre otro. En estas gráficas se determina, tanto la resistencia al corte de pico como la residual (representativa de materiales deformados), efectuando un ciclo de carga y descarga para cada muestra realizando un determinado desplazamiento entre las cajas del aparato. También se determina la deformación vertical en corte o dilatación, que es muy importante.

Los valores obtenidos de las tensiones de pico y residual se pueden situar en un gráfico, y definir los parámetros cohesión  $c$  y ángulo de rozamiento  $\phi$ , característico de la muestra ensayada. El valor del ángulo de rozamiento residual  $\phi_r$ , suele ser menor que el del ángulo de rozamiento básico  $\phi_b$ . Éste corresponde a la resistencia de una discontinuidad lisa y sana ( $\phi_b$ ).

### ❖ *Ensayo de velocidad de onda sónica*

El ensayo de velocidad de onda sónica permite medir la velocidad de las ondas elásticas longitudinales y transversales,  $V_p$  y  $V_s$ , al atravesar una probeta de roca seca o saturada. La velocidad de onda está relacionada con las características mecánicas del material, su resistencia y su deformabilidad, y a partir de ella se calculan los módulos de deformación elásticos dinámicos:  $E_d$  y  $\nu_d$ .

El ensayo consiste en transmitir ondas longitudinales mediante compresión ultrasónica y medir el tiempo que tardan dichas ondas en atravesar la probeta. De igual forma se transmiten ondas transversales o de corte mediante pulsos sónicos y se registran los tiempos de llegada. Las velocidades correspondientes,  $V_p$  y  $V_s$ , se calculan a partir de los tiempos. El transmisor o generador de la fuerza compresiva y de los pulsos se fija sobre un extremo de la probeta, y en el otro se sitúa el receptor que mide el tiempo que tardan las ondas en atravesar la longitud de la muestra de rocas. El receptor puede también colocarse en un lateral de la probeta, variando así la distancia a recorrer por las ondas. Las probetas pueden ser cilindros o bloques rectangulares, recomendándose que su mínima dimensión sea al menos de 10 veces la longitud de onda.

La velocidad de las ondas de corte  $V_s$  es aproximadamente dos tercios de la velocidad  $V_p$  de las ondas longitudinales. Los módulos elásticos dinámicos del macizo,  $E_d$  y  $\nu_d$ , se obtienen a partir de las fórmulas:

$$E_d = \rho V_p^2 \frac{(1 - 2\nu_d)(1 + \nu_d)}{(1 - \nu_d)} \quad E_d = 2\rho V_s^2(1 + \nu_d) \quad \nu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]}$$

Donde:

- $\rho$ , es la densidad del material rocoso ( $\text{kg/m}^3$ )
- $V_p$  y  $V_s$ , son las velocidades de las ondas longitudinales y de corte (m/s)



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

El valor del módulo de deformación dinámico  $E_d$  es mayor que el determinado a partir de los ensayos de compresión uniaxial, ya que la rápida aplicación de esfuerzos de baja magnitud hace que la roca tenga un comportamiento puramente elástico.

El valor de  $V_p$ , además de correlacionarse linealmente con la deformabilidad de la roca, es indicativo de su calidad, al estar relacionado con propiedades como la porosidad y resistencia a la compresión simple. El coeficiente de Poisson no presenta una relación definida con  $V_p$ .

TABLA 2-16 CONSTANTES ELÁSTICAS DE LAS ROCAS (GONZÁLEZ, 2002)

Roca intacta	Módulo de elasticidad estático, E kg/cm <sup>2</sup> (x 10 <sup>5</sup> )	Módulo de la elasticidad dinámico, E <sub>d</sub> kg/cm <sup>2</sup> (x 10 <sup>5</sup> )	Coefficiente de Poisson, $\nu$
Andesita	3.0 - 4.0		0.23 - 0.32
Anfibolita	1.3 - 9.2	4.6 - 10.5	
Anhidrita	0.15 - 7.6		
Arenisca	0.3 - 6.1	0.5 - 5.6	0.1 - 0.4 (0.24 - 0.31)
Basalto	3.2 - 1.0	4.1 - 8.7	0.19 - 0.38 (0.25)
Caliza	1.5 - 9.0 (2.9 - 6.0)	0.8 - 9.9	0.12 - 0.33 (0.25 - 0.30)
Cuarcita	2.2 - 10 (4.2 - 8.5)		0.08 - 0.24 (0.11 - 0.15)
Diabasa	6.9 - 9.6		0.28
Diorita	0.2 - 1.7	6.0 - 9.8	
Dolomía	0.4 - 5.1	2.5 - 4.4	0.29 - 0.34
Gabro	1 - 6.5	2.2 - 8.6	0.12 - 0.20
Gneiss	1.7 - 8.1 (5.3 - 5.5)	2.5 - 10.5	0.08 - 0.40 (0.20 - 0.30)
Esquisto	0.6 - 3.9 (2.0)		0.01 - 0.31 (0.12)
Granito	1.7 - 7.7	1.0 - 8.4	0.1 - 0.4 (0.18 - 0.24)
Grauvaca	4.7 - 6.3		
Limolita	5.3 - 7.5	2.3 - 10.7	0.25
Lutita	0.3 - 2.2	0.7 - 6.5	0.25 - 0.29
Marga	0.4 - 3.4	1.0 - 7.0	
Mármol	2.8 - 7.2	1.0 - 4.9	0.1 - 0.4 0.23
Micaesquisto	0.1 - 2.0		
Pizarra	0.5 - 3.0		
Sal	0.5 - 2.0		0.22
Toba	0.3 - 7.6		0.24 - 0.29
Yeso	1.5 - 3.6		

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.  
 Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Waltham (1999), Duncan (1999).

Las velocidades obtenidas en el ensayo de onda sónica pueden correlacionarse con las velocidades obtenidas en la sísmica de refracción realizada in situ, para estimar el grado de fracturación que presenta el macizo rocoso en su interior, mediante el Índice de Velocidad Relativa.



### 2.2.5.2 Criterio de Barton y Choubey

Consiste en un criterio empírico, deducido a partir del análisis del comportamiento de las discontinuidades en ensayos de laboratorio, que permite estimar la resistencia al corte de discontinuidades rugosas (González-deVallejo, et al., 2002). Se expresa de la siguiente forma:

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[ JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \phi_r \right]$$

Donde:

- y  $\sigma'_n$ , son los esfuerzos tangencial y normal efectivo sobre el plano de discontinuidad
- $\phi_r$ , es el ángulo de rozamiento residual
- JRC, es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (joint roughness coefficient)
- JCS, es la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad (joint wall compression strength)

Según la expresión anterior la resistencia de la discontinuidad depende de tres componentes: una componente friccional,  $\phi_r$ , una componente geométrica dada por el parámetro JRC, y una componente de aspereza controlada por la relación JCS/ $\sigma'_n$ . Esta aspereza y la componente geométrica representan la rugosidad  $i$ . Su valor es nulo para esfuerzos normales altos, cuando JCS/ $\sigma'_n=1$ . Los valores más representativos suelen estar entre 3 y 100. La resistencia friccional total viene dada por  $(\phi_r + i)$ , y por lo general no es superior a 50°. A mayor valor de  $\sigma_n$  menor valor de la resistencia friccional total.

Con la relación de Barton y Choubey se obtienen ángulos de rozamiento muy altos para esfuerzos de compresión bajos sobre la discontinuidad. Por ello, no debe usarse para tensiones  $\sigma_n$  tales que JCS/ $\sigma_n > 50$ , debiendo tomarse en estos casos un ángulo de rozamiento constante independiente de la carga, con un valor  $\phi_p$  igual a:

$$\phi_p = \phi_r + 1.7JRC$$

#### 2.2.5.2.1 Estimación del ángulo de rozamiento residual, $\phi_r$

En general la pared de la junta está alterada y por lo tanto el ángulo de rozamiento residual será inferior al ángulo de la roca sana  $\phi_b$ . Para su evaluación se aplica la fórmula:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R}$$



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

Donde  $R$  es el valor del rebote del esclerómetro o martillo Schmidt, sobre una superficie de material sano y seco;  $r$  es el valor del rebote del esclerómetro sobre la superficie de la pared de la junta en estado natural, húmedo o seco;  $\phi_b$  es el ángulo de resistencia básico de la roca.

Si las paredes de la discontinuidad están sanas,  $\phi_r = \phi_b$ . Los valores típicos de  $\phi_b$  en discontinuidades planas sin meteorizar son del orden de  $25^\circ$  a  $37^\circ$  para rocas sedimentarias, de  $29^\circ$  a  $38^\circ$  en rocas ígneas y de  $21^\circ$  a  $30^\circ$  en rocas metamórficas.

### 2.2.5.2.2 Resistencia de la pared de la junta, JCS

Si las paredes de la junta no están alteradas o meteorizadas se toma el valor de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa,  $\sigma_c$ . Si la pared está alterada como ocurre habitualmente, el valor de JCS puede obtenerse a partir de los resultados del esclerómetro sobre la pared de la junta, mediante la expresión:

$$\log_{10} JCS = 0.00088 \gamma_{roca} r + 1.01$$

Con JCS en  $\text{MN/m}^2$ ;  $\gamma_{roca}$  en  $\text{kN/m}^3$ .

### 2.2.5.2.3 Coeficiente de rugosidad de la junta, JRC

El coeficiente JRC depende de la rugosidad de las paredes de la discontinuidad, y varía entre 1 y 20. Se puede obtener a partir de:

Perfiles de rugosidad estándar a los que corresponden unos ciertos valores de JRC. La rugosidad de las paredes de la junta se debe clasificar previamente atendiendo tanto a la macro escala como a la micro escala.

Ensayo conocido como Tilt Test. Para ello se pueden emplear bien fragmentos de roca o bien testigos de sondeos. Se determina el ángulo  $\alpha$  a partir del cual se inicia el movimiento de uno de los fragmentos de roca con respecto a los otros, y se aplica a la expresión:

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right)_{ensayo}}$$

### 2.2.5.2.4 Efecto de la escala

Al aumentar la escala de la discontinuidad el valor de  $i$  es menor (al influir las ondulaciones del plano además de las rugosidades a pequeña escala), y si se permite la dilatancia de la discontinuidad (para bajos esfuerzos normales), el valor de  $\phi_p$  decrece; si no tiene lugar la dilatancia, el efecto de la escala es menos importante. Los valores de JRC obtenidos empíricamente corresponden a juntas de 10 cm de longitud. Para analizar el comportamiento de juntas de mayor longitud es necesario corregir los valores para otras escalas. El valor de la



**CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

resistencia a compresión JCS, y por tanto de la componente  $JCS/\sigma'_n$ , disminuye al aumentar la escala. Para contrarrestar estos efectos se han establecido las siguientes expresiones para obtener los parámetros en juntas de longitud real  $L_n(L_0=10\text{ cm})$ .

$$JCS_n = JCS_0(L_n/L_0)^{-0.03JCS_0}$$

$$JRC_n = JRC_0(L_n/L_0)^{-0.02JRC_0}$$

La resistencia de las juntas a escala real puede ser estimada entonces por la expresión:

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[ JRC_n \log_{10} \left( \frac{JCS_n}{\sigma'_n} \right) + \phi_r + i \right]$$

Donde  $i$  es el ángulo de la ondulación a gran escala de las discontinuidades.

**TABLA 2-17 PERFILES TIPO PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD JRC (GEOCONSULT, 1995)**

	PERFILES TIPOICOS DE RUGOSIDAD	JRC
1		0-2
2		2-4
3		4-6
4		6-8
5		8-10
6		10-12
7		12-14
8		14-16
9		16-18
10		18-20

0                      5                      10                      cm.                      ESCALA



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

### 2.2.5.3 Ensayos en suelos

Los suelos constituyen un sistema discontinuo con diferentes fases (sólido, líquido, gas). El estudio de las relaciones interfaces, morfología y tamaño de las partículas, Debe concluir con el conocimiento de las características mecánicas de los suelos.

Generalmente la mayoría de las muestras inalteradas que se ensayan en laboratorio han sufrido una variación de su estructura original, debida al procedimiento de su obtención y posterior manipulación no obstante, los ensayos realizados sobre muestras inalteradas constituyen el medio más eficaz para conocer las distintas propiedades de los mismos y evaluar su comportamiento.

Los procedimientos usados en los ensayos se hayan convenientemente regulados mediante normas que permiten una homologación de los resultados.

TABLA 2-18 ENSAYOS DE LABORATORIO EN MATERIALES TIPO SUELO

Propiedad geotécnica	Ensayos en suelo
Identificación	Descripción visual. Granulometría. Límites de Atterberg. Contenido { Carbonatos Sulfatos Materia orgánica Peso específico de las partículas. Densidad máxima y mínima.
Composición química y mineralógica	Capacidad de intercambio de iones. Difracción de rayos X. Espectrografía.
Estado natural	Densidad y humedad.
Dispersabilidad	Determinación ESP ("Exchangeable Sodium Percentage"). "Pinhole Test".
Expansividad	Lambe / Hinchamiento { Crítico / Libre
Deformabilidad	Edómetro.
Resistencia y deformación	Compresión simple. Triaxial { Con consolidación previa y rotura sin drenaje (CU). Con drenaje (CD). Con consolidación previa y rotura sin drenaje con medida de presiones intersticiales (CU). Corte directo. Molinete ("Vane Test").

#### 2.2.5.3.1 Identificación

De los ensayos de identificación no se obtienen índices que expresen las propiedades mecánicas de los suelos pero sirven para clasificarlos en grupos con un comportamiento



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

semejante. Se puede considerar que existen relaciones entre las características de identificación y el resto de las propiedades de los suelos.

En la actualidad existen clasificaciones de suelos que pretenden unificar criterios en la descripción de los mismos. Una de las clasificaciones de uso más extendido es la del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

### *2.2.5.3.2 Composición química y mineralógica*

Estos ensayos permiten conocer el tipo de minerales arcillosos, capacidad y cambio de cationes y estructura de las partículas, dando una estimación del comportamiento del suelo. Proporcionan información sobre las características de plasticidad, expansividad, dispersabilidad, deformabilidad, etc., de los suelos, a nivel cuantitativo y/o cualitativo. No obstante, estos ensayos se realizan con poca frecuencia.

### *2.2.5.3.3 Estado natural*

El estado natural de un suelo se refiere a la densidad y humedad que presenta el mismo in situ.

### *2.2.5.3.4 Dispersabilidad*

Se trata de evaluar el comportamiento de los suelos, fundamentalmente arcilloso frente a la erosión por filtración de agua.

Los ensayos que determinan la dispersabilidad de un suelo tienen un doble carácter físico y químico, relacionado con la granulometría y contenido de ión Na<sup>+</sup> en las capas dobles de las partículas.

### *2.2.5.3.5 Expansividad*

Usados en suelos con alto contenido en arcillas activas que pueden sufrir importantes cambios de volumen.

Existen ensayos que permiten clasificar los suelos atendiendo al cambio potencial de volumen, mientras que otros intentan cuantificar el fenómeno.

Las arcillas expansivas suelen ser muy fácilmente alterables y suelen fluir en la parte superior de las laderas.

### *2.2.5.3.6 Susceptibilidad*

Este concepto fue definido por Terzaghi como el cociente entre la resistencia al corte sin drenaje de una arcilla en su estado natural y después de ser energéticamente amasada con contenido de humedad constante.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

Algunos autores llegaron a la conclusión de que arcillas con gran porcentaje de contenido en materia orgánica son bastante susceptibles. Antagónicamente, no son susceptibles aquellas arcillas que a través de su historia geológica han sufrido procesos de intensa consolidación.

Cuando se ha obtenido una muestra inalterada en arcilla su resistencia al corte sin drenaje depende de la presión efectiva a que ha estado sometida y algo de la plasticidad de dicha arcilla. Sin embargo, la resistencia al corte sin drenaje de la misma muestra amasada depende principalmente de la fluidez.

El efecto que se produce en una arcilla después de sedimentada es una transformación que disminuye su límite líquido, aumenta su índice de fluidez y se traduce en una disminución de su resistencia amasada.

En el análisis de taludes naturales o ante el diseño de desmontes en materiales arcillosos es importante estimar la susceptibilidad que puedan tener las arcillas frente a diversos fenómenos. De producirse esto, se puede originar un cambio de las características resistentes del terreno con implicaciones negativas en la estabilidad de los taludes.

Los casos más típicos de arcillas susceptibles (quick clays) son los de origen marino. Éstas se han desarrollado en un estado muy floculado y presentan gran resistencia debido al tipo de enlace, formado en los contactos borde-cara. Por una lixiviación posterior estas arcillas disminuyen espectacularmente su resistencia al corte.

### *2.2.5.3.7 Deformabilidad*

El ensayo de mayor difusión se realiza en el edómetro, aplicando una presión vertical a una muestra e impidiendo la deformación en un sentido horizontal. Así la deformación axial es exactamente igual a la deformación volumétrica.

Este ensayo se realiza con ciclos de carga y descarga, proporcionando cálculo de asentos y su evolución en el tiempo, mediante un coeficiente de consolidación:

$$C_c = \frac{e_1 - e}{\log(\sigma' / \sigma'_1)}$$

Los resultados de este ensayo se presentan en una gráfica, colocando en abscisas las presiones  $\sigma'$  (presiones efectivas) y en ordenadas el índice de poros  $e$  (relación de vacíos) que se alcanza al final del periodo de consolidación correspondiente a cada presión.

Tiene escasa aplicación en taludes naturales, aunque es esencial cuando se trata de cimentaciones.



## CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros

---

### 2.2.5.3.8 Resistencia

Existen ensayos que presentan la posibilidad de solicitar a las probetas con diferentes estados de presión de confinamiento inicial. Esta posibilidad tiene gran importancia en la determinación de las propiedades resistentes de los suelos, ya que estos tienden a rigidizarse por efecto de la presión de confinamiento.

Los ensayos de uso más frecuente son los siguientes:

#### ❖ *Ensayo de compresión simple*

Consiste en someter a una probeta de suelo a una compresión uniaxial no confinada. Dado que se realiza con bastante rapidez se puede considerar un ensayo de rotura sin drenaje, especialmente en suelos de tipo arcilloso blando.

En suelos saturados la cohesión se puede estimar como la mitad de la resistencia a compresión simple.

Según los resultados obtenidos se pueden clasificar los suelos cohesivos atendiendo a su resistencia a la compresión simple,  $q_u$ .

#### ❖ *Ensayo triaxial*

Es la prueba más común y versátil para determinar las propiedades esfuerzo deformación de los suelos. En este ensayo se puede aplicar una presión sobre el contorno lateral de la probeta y otra distinta según su eje.

La forma clásica de ejecución del ensayo consiste en mantener la presión lateral constante y aumentar la vertical hasta la rotura. Como resultado del ensayo se determina la cohesión y el ángulo de rozamiento interno del material. También puede determinarse el módulo de deformación en condiciones de no confinamiento lateral.

Los resultados se presentan en diagramas en los que se pone en abscisas la deformación vertical y en ordenadas el desviador típico (incremento de presión vertical).

Este tipo de ensayos se realiza sobre tres probetas de suelo a las que se aplican diferentes presiones laterales. Permite modificar las condiciones de drenaje y consolidación dando lugar a tres clases de ensayos:

*Ensayo triaxial sin consolidación previa y rotura sin drenaje (UU)*. Obtenidos los círculos de Mohr correspondientes a las tres probetas ensayadas, su envolvente permite definir el ángulo de rozamiento interno y cohesión del suelo,  $\phi$  y  $c$  en presiones totales.

*Ensayo triaxial con consolidación previa y drenaje (CD)*. Se realiza en suelos granulares con alta permeabilidad, dejando que la muestra drene. La envolvente de los distintos círculos de Mohr define el ángulo de rozamiento interno y cohesión efectivos del suelo ( $\phi'$  y  $c'$ ).

*Ensayo triaxial con consolidación previa y rotura sin drenaje con medida de presiones intersticiales (CU)*. Es el ensayo más usado ya que permite obtener los parámetros resistentes del



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

suelo bajo condiciones de presiones totales ( $\phi$ ,  $c$ ) y de presiones efectivas ( $\phi'$  y  $c'$ ). También se pueden hallar los módulos de deformación a través de los cambios de volumen que experimentan las probetas. En este tipo de ensayo triaxial es fácil controlar las condiciones de drenaje, permite medir presiones intersticiales y se conocen todas las tensiones durante el ensayo, por lo menos en la zona central de la probeta. No obstante, presenta inconvenientes debido a la constricción de la muestra en sus extremos y al aumento del área de la muestra durante el ensayo.

### ❖ *Ensayo de corte directo*

Los elementos esenciales de un aparato de corte directo están constituidos por una caja que permite la rotura de la muestra a través de su plano medio. En ésta se aplica una fuerza vertical y a continuación una fuerza tangencial que origina un desplazamiento relativo entre las dos partes de la caja.

Se registra la magnitud de las fuerzas tangenciales en función del desplazamiento y generalmente también el cambio de espesor de la muestra.

Mediante este ensayo se determina la cohesión y el ángulo de rozamiento interno en el plano de rotura con o sin drenaje.

Cuando el material es arcilloso y aumentan las deformaciones de corte, puede producirse una orientación de las partículas de arcillas que reducen la resistencia llegando a un valor residual del esfuerzo cortante.

### ❖ *Ensayo de molinete (Vane Test)*

Es un ensayo muy útil en la determinación de la resistencia al corte sin drenaje en arcillas y limos blando. Puede emplearse in situ, aunque es particularmente practicado aplicándolo sobre testigos en laboratorio.

La resistencia al corte se determina a partir del momento de torsión que se necesita para romper el terreno a través de las aristas de la veleta.

Cuando se ha producido la rotura del terreno se puede seguir girando el molinete para amasar el suelo. Un posterior ensayo permite determinar la resistencia sin drenaje del suelo amasado pudiendo ser indicativo de la susceptibilidad de los suelos arcillosos.

En los suelos que contienen fracciones gruesas pueden existir dificultades en el ensayo, siendo su utilización adecuada en suelos de hasta  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  de resistencia.

En los ensayos realizados sobre muestras tomadas a una cierta profundidad, los valores de la resistencia al corte sin drenaje han sido contrastados con la mitad de la resistencia a la compresión simple hallada en laboratorio con buenos resultados. A partir de esa cierta profundidad la resistencia obtenida por molinete suele ser mayor, quizá por la dificultad de obtener muestras de buena calidad a esa profundidad.



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

El ensayo de molinete se puede emplear para determinar la resistencia al corte con drenaje, siempre que la velocidad de ejecución del ensayo sea lo suficientemente lenta.

### **2.2.6 Elección del tipo de ensayo**

Cuando se diseña un programa de investigación ha de considerarse la metodología más adecuada para analizar un determinado problema que conduzca a su solución de forma que técnica y económicamente sea viable.

Una primera selección se efectúa según el tipo de problema a resolver: Análisis de riesgos de inestabilidades en taludes naturales, proyectos de nuevos taludes (desmontes y rellenos) o corrección de inestabilidades ya producidas.

Posteriormente influye el tipo de terreno a investigar: Medios rocosos, terreno de material tipo suelo o rellenos artificiales.

En base a las premisas mencionadas, el tipo de ensayo que se realice ha de determinar las características de los fenómenos incidentes en la estabilidad de taludes.

#### **2.2.6.1 Valoración comparativa de costos**

Al planificar una campaña de investigación se ha de considerar el nivel de información que se tiene y aquél que es preciso obtener. El coste básico de una investigación depende de las distintas opciones existentes y del número de unidades a emplear.

La valoración de las unidades se rige por los precios del mercado existente. También hay que considerar diversos factores que condicionan la operatividad de la toma de muestras, accesibilidad de la maquinaria necesaria, etc.

La estimación de los costes debe someterse a las circunstancias que rodean cada caso particular.

### **2.2.7 Aplicación de los modelos geotécnicos**

En el transcurso del estudio geotécnico del proyecto se fueron obteniendo diferentes modelos del terreno en función de la información recabada. En el caso de los sitios con problemas de estabilidad en categoría alta de riesgo, los modelos empleados generalmente son tres:

- Modelo geológico
- Modelo geomecánico
- Modelo geotécnico de comportamiento

El modelo geológico representa la distribución espacial de los materiales, estructuras tectónicas, datos geomorfológicos e hidrogeológicos, entre otros, presentes en el área de estudio y su entorno de influencia. El modelo geomecánico representa la caracterización geotécnica e hidrogeológica de los materiales y su clasificación geomecánica. El modelo geotécnico de



## **CAPÍTULO 2. Fases de un estudio geotécnico en taludes carreteros**

---

comportamiento representa la respuesta del terreno durante la construcción del proyecto y después de la misma.

Una vez definidos cada uno de los modelos descritos se cuenta con información disponible para realizar, en el caso de taludes, análisis de estabilidad, empleando el método de análisis que sustente los criterios más representativos para las condiciones y circunstancias que rodean el caso estudiado.



# 3

## *Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico*



### **3. Revisión, reevaluación y complementación del estudio geotécnico para el proyecto “Vialidad Panorámica Ecológica Av. Sansón Flores-Loma de Santa María”, Morelia, Michoacán, México**

Con la finalidad de contar con un panorama en México que permita hacer una valoración de la forma en que se están haciendo los estudios geotécnicos, para taludes carreteros en zonas de riesgo, se ha optado por seleccionar un caso real de proyecto, que reúna una serie de características que le impriman cierto grado de importancia técnica, social y económica, ya que ha de ser representativo de la situación que en este sentido impera en nuestro país.

El proyecto seleccionado se conoce con el título de “Vialidad Panorámica Ecológica y Túnel Vial” (Fig. 3-1). Se trata de un conector situado sobre la falda del escarpe “La Paloma” en la parte sur de la ciudad de Morelia, capital del Estado de Michoacán de Ocampo, cuya función es la de establecer un enlace de comunicación entre la Blvd. Sansón Flores, que a su vez se conecta con una de las arterias principales de la ciudad como lo es la Av. Camelinas, y la zona situada sobre la plataforma de la loma de Santa María. El proyecto global consta de dos componentes principales; una vialidad que inicia el ascenso a través del escarpe (Vialidad Panorámica Ecológica), y un túnel que termina el recorrido hasta la parte alta de la loma (Túnel Vial). En este trabajo se analizará únicamente la parte del proyecto relacionada con la Vialidad Panorámica Ecológica, por razones que serán expuestas más adelante.



**FIG. 3-1 PORTALES QUE CONECTAN LA VIALIDAD PANORÁMICA ECOLÓGICA CON EL TÚNEL VIAL EN EL ESCARPE DE FALLA “LA PALOMA” SOBRE EL CUERPO INESTABLE CONOCIDO COMO SEDUE (PROYECTO EJECUTIVO, 2006)**



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

---

La decisión de realizar ésta tarea tomando como referencia únicamente un caso particular, estriba, en que es por todos sabido, que la mayoría de los proyectos viales no cumplen con los lineamientos necesarios que garanticen un conocimiento pleno del terreno de sustentación de la obra, donde la problemática sea detectada y tomada en cuenta en los diseños. No obstante, el proyecto elegido en este trabajo está rodeado de una serie de factores que lo convierten en un caso excepcional, visto desde una perspectiva regional, que hace necesario un estudio geotécnico formal a la altura de las exigencias que la situación demanda. Si un proyecto con ésta jerarquía no satisface las consideraciones mínimas que pauta la teoría, qué puede esperarse de un proyecto menos importante que no tenga encima tantos reflectores.

Otra referencia que puede tomarse en cuenta para calificar de escasos los estudios geotécnicos de los proyectos carreteros en México, es la innumerable cantidad de experiencias desafortunadas que se tienen de taludes que han fallado obstaculizando parcial o totalmente la vialidad, obligando en casos extremos a un cambio en el trazado que resulta una alternativa sumamente costosa, e incluso existen registros de deslizamientos que han sepultando a comunidades aledañas a estas vías de comunicación. Todos estos inconvenientes pueden paliarse en la medida que se vaya conociendo la problemática geotécnica del terreno.

Para cualquier proyecto de infraestructura es vital un conocimiento del terreno que ha de interactuar con la obra, pues se trata del sostén que soporta la estructura misma y cualquier tipo falla que se presente en el terreno, supone un daño irremediable también a la construcción. Por esta razón, deben buscarse sitios adecuados que toleren las sollicitaciones que la obra genera desde su construcción y durante todo el tiempo que abarca su operación. Nunca un ingeniero debe proyectar a ciegas sobre algo que desconoce, pues se estaría dando a la tarea irresponsable de construir castillos en el aire.

En el caso de los taludes carreteros la evaluación de la estabilidad de las laderas representa el punto de partida para el diseño de los taludes excavados a lo largo del trazo, ya que un talud excavado únicamente puede aspirar a alcanzar una estabilidad si la ladera donde se construye es estable de origen. Es aquí cuando los estudios geotécnicos se convierten en una herramienta indispensable para todo proyecto, pues se trata del único medio sustentado técnicamente para explorar el terreno y aportar datos de qué es lo que se encuentra bajo la superficie terrestre, cómo se encuentra, y cuál debe ser la valoración de las propiedades útiles en materia ingenieril para dimensionar los elementos que compongan al proyecto.

Al concluir la revisión de la parte geotécnica del caso “Vialidad Panorámica Ecológica”, se espera desmenuzar la problemática local que envuelve a los estudios geotécnicos en materia de taludes, para con ello tener un punto de partida que consienta hacer un diagnóstico de todo aquello



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

que no se está haciendo, de lo que se hace pero es necesario apuntalar, y de las costumbres erróneas que han de suprimirse debido a los altos costos residuales que conllevan.

Por otra parte, con los modelos geotécnicos obtenidos en la reevaluación del estudio geotécnico de la zona del escarpe “La Paloma”, se aprovechará la información para realizar el análisis de estabilidad global del escarpe donde se encuentra el deslizamiento SEDUE, definiendo un Factor de Seguridad (FS) para el sitio sustentado con parámetros geomecánicos del material.

## **3.1 Descripción del proyecto**

A finales del 2006 se presenta un proyecto vial para la zona sur de la ciudad de Morelia, cuya justificación es la de resolver los problemas de congestionamiento vehicular que se suscitan en esta parte debido a una insuficiencia en los accesos que comuniquen las localidades de la Tenencia de Jesús del Monte con la ciudad de Morelia.

La construcción de este proyecto requiere el emplazamiento de una vialidad en una zona controversial desde el punto de vista geológico, ya que por ahí cruza la falla tectónica del sistema Morelia-Acambay conocida, en esta parte de la ciudad, como “Falla de la Paloma”.

### **3.1.1 Generalidades**

El proyecto está ubicado en la región centro-norte del estado de Michoacán en el municipio de Morelia, capital del Estado, ciudad de Morelia, la cual se ubica en las coordenadas geográficas 19° 42' 06" Latitud Norte y 101° 11' 07" Longitud Oeste, a una altitud de 1,920 msnm.

Particularmente el proyecto que contempla una vialidad y dos túneles uno ascendente y otro descendente se ubican hacia el sur de la ciudad de Morelia, en la ladera del cerro y la Loma de Santa María.

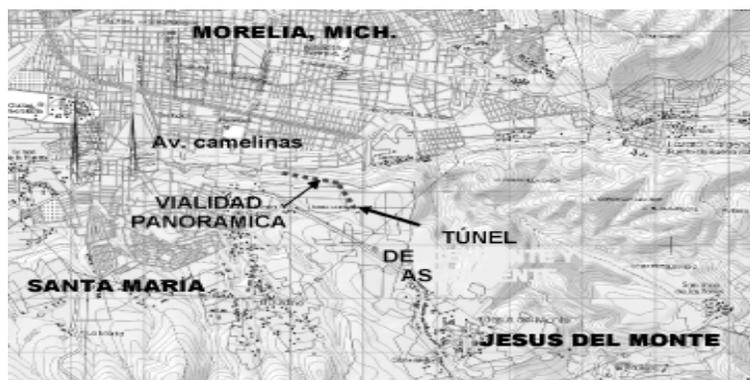


FIG. 3-2 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO VIALIDAD PANORÁMICA ECOLÓGICA Y TÚNEL VIAL (LEÓN, 2007)



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

El acceso de la vialidad estará situado en la calle conocida como prolongación del Boulevard Sansón Flores aquí será el punto de partida o cadenamamiento 0+000 Km. Que corresponde al inicio de la vialidad panorámica superficial.

Aproximadamente en el Km. 0+980 está ubicado el portal del Túnel doble en la ladera del cerro cerca de la cañada del arroyo del río chiquito que termina en un distribuidor vial en la loma de Santa María.

Esta obra es un gran reto para la ingeniería vial ya que se ubica en una zona compleja desde el punto de vista topográfico y geotécnico, destacando el aspecto de que se trabajará en espacios reducidos con fuertes pendientes en terreno muy escarpado.

Considerando la población de los actuales desarrollos, más el futuro crecimiento urbano en la zona sur, se diseñó esta vialidad para un aforo de 18,000 vehículos de Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA) a 25 años de vida útil.

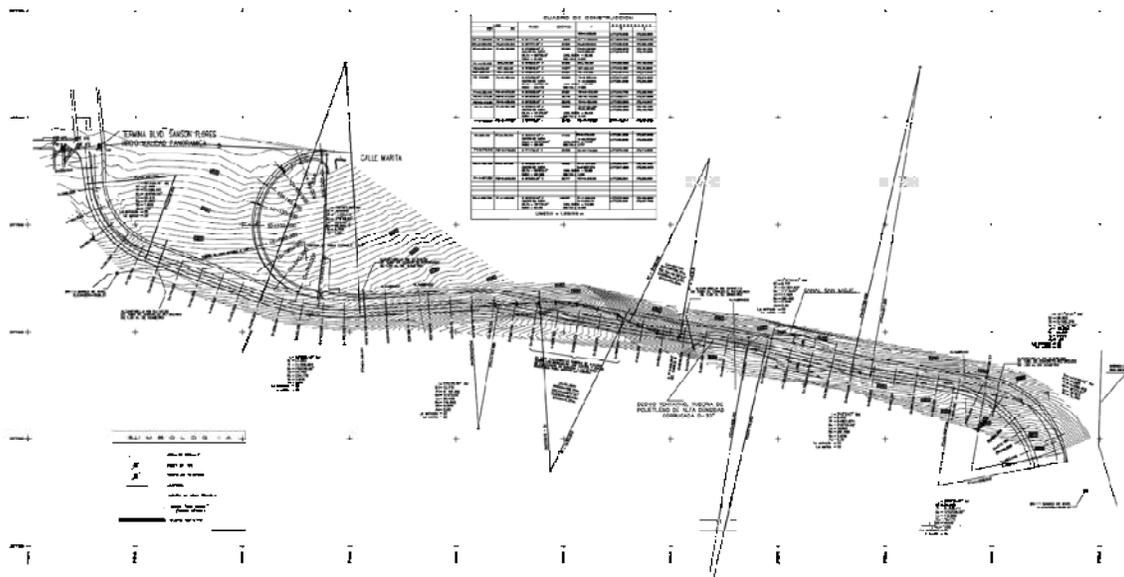


FIG. 3-3 PLANTA TOPOGRÁFICA Y PROYECTO GEOMÉTRICO DE LA VIALIDAD PANORÁMICA ECOLÓGICA (PROYECTO EJECUTIVO, 2006)

El proyecto contempla una vialidad pública de tipo primario, de 4 carriles, con 2 cuerpos separados de circulación (*Proyecto Ejecutivo, 2006*).

- Características geométricas de la vialidad:
- Ancho total de la Sección 23 metros
- Pendiente gobernadora del trazo 9%
- Pendiente máxima del trazo 12%
- Radio mínimo de 76 metros
- Número de Carriles 4



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

---

- Derecho de Vía 40 metros
- Banquetas de 2 metros
- Camellón Central de 3m
- Bahías de Paraderos
- Zona de Servicios y Emergencias
- Pavimento de Concreto Hidráulico en Guarniciones, Banquetas y Paraderos

#### **3.1.2 Problemática geológico-geotécnica en la zona de proyecto**

Desde la década de los 70, la ciudad de Morelia empieza a experimentar un crecimiento indiscriminado hacia la falda de la loma de Santa María, donde comienzan a construirse fraccionamientos considerados residenciales. Dicha loma se encuentra localizada al sur de la ciudad donde se han caracterizado diferentes cuerpos inestables, como el de SEDUE, El Campestre o los pequeños cuerpos de la zona de Ocolusen. En ellos se han caracterizado diferentes tipos de inestabilidad de terreno, como son caída de bloques, flujos de lodo y detrito, y deslizamientos en masa, los cuales están ligados principalmente a eventos sísmicos. En los últimos veinte años, las construcciones han alcanzado la base del escarpe de la falla La Paloma, la cual es una falla de tipo normal con desniveles de más de 200 m y que forma parte del sistema Morelia-Acambay (*Arreygue, et al., 2002*).

Esta expansión horizontal que ha sufrido la ciudad en todo este tiempo aunada con la falta de regulación del territorio por parte de las autoridades, ha originado el establecimiento de asentamientos urbanos en zonas de alto riesgo geológico, como ocurre para el proyecto analizado en este trabajo.

En general el área de influencia del proyecto Vialidad Panorámica Ecológica representa un reto debido a las dificultades topográficas, hidrológicas, geológicas, geotécnicas, ecológicas y de otra índole que implica su ubicación. De todas ellas, la componente geológico-geotécnica es la más importante, ya que el proyecto se emplaza justo donde se encuentran los materiales de depósito del deslizamiento SEDUE, cuyo estado de equilibrio o estabilidad aún no han podido ser determinados. Construir una obra vial sobre materiales sensibles debido al desplazamiento a que fueron sometidos, puede implicar una posible reactivación del deslizamiento SEDUE, toda vez que se hagan modificaciones geométricas del macizo rocoso en esta parte, sin tomar en cuenta las condiciones de equilibrio bajo las cuales se encuentra sujeto.

Antes de pensar en cualquier modificación en la zona del deslizamiento SEDUE para la construcción de una obra vial, con la afectación que implica debido a su extensión, es obligatoria una estimación de la estabilidad global a través de la obtención de parámetros geomecánicos del material, que únicamente pueden ser determinados con la ejecución de estudios geotécnicos.



### 3.1.2.1 Descripción del escarpe La Paloma

El escarpe de falla La Paloma constituye uno de los elementos geomorfológicos principales de la ciudad de Morelia, está situado en la parte sur de ésta y se extiende con una dirección E-W. Su altura es de aproximadamente 200 m. La parte occidental está constituida principalmente por materiales piroclásticos (cantera de Morelia), mientras la parte oriental está formada por material andesítico (andesita de Mil Cumbres). Desde un punto de vista estructural, el talud representa el flanco de un semi-graben y se asienta en una falla normal con evidencias de actividad sísmica histórica (Arreygue, et al., 2002).

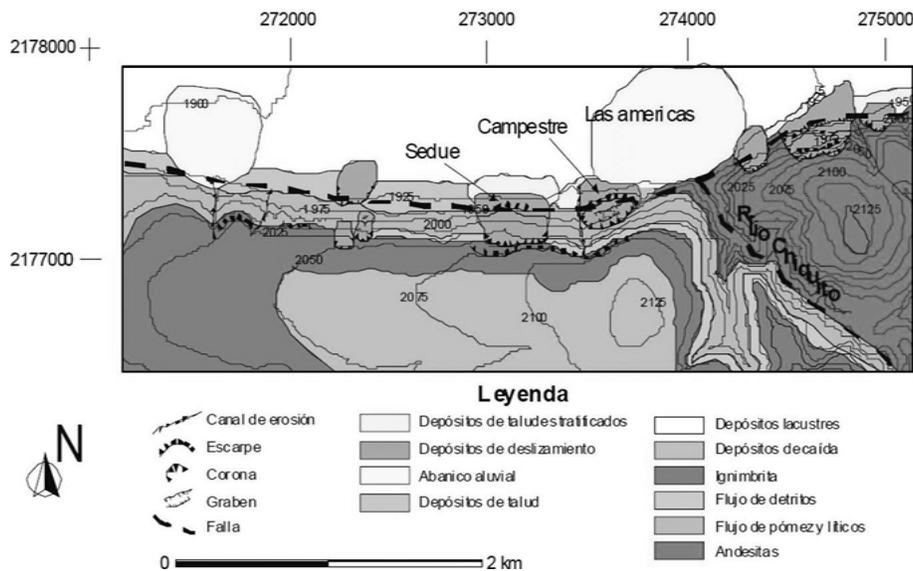


FIG. 3-4 CARTA GEOLÓGICA DEL ESCARPE LA PALOMA EN MORELIA, MICHOACÁN (ARREYGUE, 2002)

Se ha detectado una variada tipología de movimientos a lo largo de la falla La Paloma (Fig. 3-4). Fenómenos de deslizamiento rototraslacional han sido reconocidos en diferentes puntos del escarpe, tanto en las andesitas como en el interior de la secuencia piroclástica. Caída de bloques y volcamiento afectaron a los materiales piroclásticos consolidados que se observan a lo largo de todo el escarpe. Los volcamientos están asociados a la presencia de varios bloques con volúmenes comprendidos entre 1 y 15 m<sup>3</sup>, que se han detenido a la mitad del talud y que son susceptibles a nuevos movimientos. Considerando la ausencia de obstáculos morfológicos en su trayectoria descendente, tales bloques pueden llegar al centro habitado localizado en la parte inferior de dicho escarpe (Arreygue, et al., 2002).

Es necesario para el caso del proyecto Vialidad Panorámica Ecológica entender la mecánica bajo la cual surge esta falla tectónica, ya que el deslizamiento SEDUE es un movimiento derivado de la dinámica con que se suscitó el escarpe La Paloma.



### 3.1.2.2 Descripción del deslizamiento SEDUE

Como ya se mencionó anteriormente, la vialidad en cuestión está ubicada sobre el deslizamiento SEDUE, que toma el nombre de las oficinas de la extinta Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología.

*“Dicho deslizamiento es de tipo rototraslacional y sólo afecta a las secuencias piroclásticas de la cantera de Morelia... Constituye el movimiento de mayor dimensión (en la falla La Paloma). Tiene aproximadamente 600 m de largo, 400 m de ancho y 40 m de espesor. Sin embargo no se puede excluir que el fenómeno esté en realidad compuesto por dos grandes deslizamientos contiguos que con el tiempo se unieron en un único gran movimiento (Arreygüe, et al., 2002).”*

Arreygüe Rocha, et al., (2002), propone una sección donde ocurrió el deslizamiento y una reconstrucción a profundidad del desplazamiento (Fig. 3-5). En la corona se encuentran grandes fracturas y trincheras con orientación paralela al escarpe que evidencian una continua actividad del fenómeno, en vista de la falta de detrito y suelo en el interior de las fracturas. Al pié del deslizamiento se encontró un paleosuelo que separa el material de derrumbe del substrato inferior (cantera de Morelia). Brechas estratificadas del talud con espesores de 2 m se observan aflorando en la base del escarpe. Estas brechas están relacionadas con diferentes periodos de actividad del talud y de la falla, y se encuentran sobrepuestas a suelos que contienen restos arqueológicos atribuibles a una civilización precolombina llamada “pirindas”, la cual se desarrolló durante el periodo clásico.

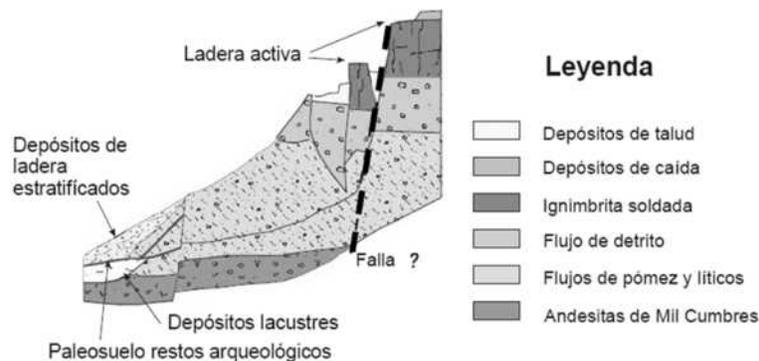


FIG. 3-5 SECCIÓN DEL DESLIZAMIENTO SEDUE (ARREYGÜE, 2002)

Esta información a primera instancia es una evidencia contundente del riesgo que representa emprender una construcción en esta zona, por ello, el estudio del terreno no debe limitarse en lo absoluto y por el contrario se justifica su estudio, obligando a una exploración detallada con la cual puedan disiparse las incertidumbres que existen para poder decidir si se emplaza o no la construcción de una obra en este lugar.



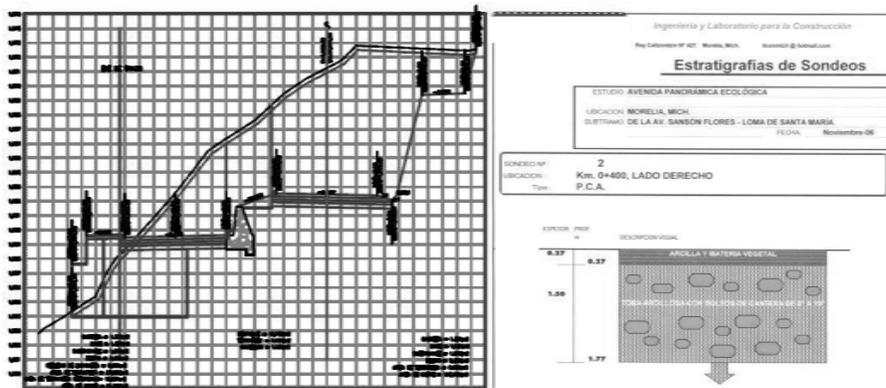
### **3.2 Revisión de los estudios geotécnicos realizados**

Los estudios geotécnicos fueron obtenidos del proyecto ejecutivo “Vialidad Panorámica Ecológica”. Dichos estudios fueron realizados por la misma empresa encargada de armar el proyecto.

#### **3.2.1 Sondeos de Exploración y de Campo**

Los sondeos de exploración y de campo consistieron en la excavación de 4 pozos a cielo abierto (P.C.A.) a lo largo de la línea del eje de trazo de la Vialidad Panorámica Ecológica de donde se obtuvo material para remoldear muestras y realizar los ensayos correspondientes en el laboratorio.

Los sondeos se efectuaron en los kilómetros 0+200 (S1), 0+400 (S2), 0+637 (S3), 0+980 (S4) para conseguir material representativo de los 993.05 m de longitud con que cuenta la obra proyectada.



**FIG. 3-6 EJEMPLO DE UNA SECCIÓN DE CORTE Y EL P.C.A. DE SE ESTRATIGRAFÍA (PROYECTO EJECUTIVO, 2006)**

Además, se incluye un informe fotográfico que testifica a través de fotografías el estado en que se hallan los sitios de donde fueron obtenidos los sondeos. Dicho informe consta de 16 fotografías (4 por cada sondeo) tomadas hacia delante y hacia atrás en el sentido de la vialidad, al material extraído y al sondeo realizado.

Los reportes de los sondeos no revelan la profundidad a la cual fue tomado el material ni la época del año en que fueron realizados. Se presume del informe fotográfico, que el material obtenido tiene su origen en la capa superficial del terreno, no alcanzando ninguno de ellos una profundidad superior a 1.50 m.



### **3.2.2 Localización y Muestreo de Bancos de Material**

Se ubicaron 6 bancos de material localizados en las cercanías del sitio donde se encuentra la obra proyectada. Estos bancos de material se determinaron para la construcción de los pavimentos, terracerías, filtros y para los rellenos del muro “Keystone”.

Se incluye en esta parte del estudio geotécnico un anexo de 5 fotografías: frente oriente, frente poniente y frente norte del banco “Atécuaro 1”; frente oriente y frente sur del banco “Atécuaro 2”.

No se llevaron a cabo muestreos en la totalidad de los bancos mencionados para verificar por medio de las pruebas de laboratorio que estos materiales efectivamente cumplen con los parámetros que marcan las especificaciones para que se les pueda dar el uso que se les tiene contemplado. Si bien es cierto que los bancos han sido explotados para extraer material de filtro, cuerpo de terraplén, subrasante, base hidráulica, grava y arena, bien vendría, para fines de control de calidad de la obra, garantizar que los materiales cumplan con las características y propiedades contempladas en el diseño de la estructura del pavimento, de los filtros y del muro Keystone.

### **3.2.3 Trabajos de laboratorio y conclusiones**

Se incluyeron cuadros de bancos para pavimentos y terracerías donde se define la clasificación del material de banco, usos probables y tratamiento entre otras, de los 6 bancos mencionados.

Se mostraron reportes de la estratigrafía encontrada en los sitios donde fueron ejecutados los 4 sondeos de los P.C.A.

Contenidos en los ensayos de laboratorio se encuentran reportes de los materiales utilizados para la construcción del pavimento en lo que se refiere a las capas de terraplén, base hidráulica y concreto asfáltico.

En los reportes de estratigrafía solo se realiza una descripción visual del material encontrado. Se considera que el espesor del último estrato de los sondeos es de una profundidad indefinida, aún cuando no se llegó en ninguno de los casos a más de 2 m de profundidad.

### **3.2.4 Informe fotográfico**

El informe fotográfico del proyecto consta de una fotografía para cada uno de los cadenamientos de la vialidad, tomada a nivel del terreno y hacia adelante en el sentido del cadenamiento.

Fotografías con la perspectiva presentada en el informe solo dejan entrever aspectos particulares del sitio de proyecto, dejando de lado elementos más generales que únicamente pueden ser apreciados en tomas que abarquen grandes extensiones, como es el caso de las fotografías satelitales o aéreas.



### **3.2.5 Cartografía**

La cartografía describe la localización, topografía y geología de la zona de influencia del proyecto. Incluye además una reseña de la evolución geológica y la fisiografía del Estado de Michoacán.

En la cartografía recabada solo se determina la ubicación del sitio de proyecto y no se hace referencia a la información que haya sido obtenida en cada carta.

### **3.2.6 Estudio geológico y geofísico**

Se elaboró un estudio geológico histórico, estructural y de detalle, sustentado en la información bibliográfica existente de la zona de interés y en un reconocimiento del sitio con fotografías de los aspectos más relevantes.

Con la información anterior se planeó un estudio geofísico de tipo eléctrico en su modalidad de Sondeo Eléctrico Vertical (SEV) con arreglo interelectródico tipo Schlumberger con abertura máxima de 170 m. La campaña consistió en 5 sondeos (SEV) en los cadenamientos de la Vialidad Panorámica y Ecológica 0+100 (SEV No. 1), 0+300 (SEV No. 2), 0+560 (SEV No. 3), 0+702 (SEV No. 4), 0+950 (SEV No. 5).

La estratigrafía obtenida de los SVE's fue aprovechada en la reevaluación del estudio geotécnico para corroborar la estratigrafía de la ladera.

### **3.2.7 Análisis de estabilidad de taludes**

El análisis de estabilidad de taludes del proyecto se calculó empleando el método de equilibrio límite para taludes de roca en la sección de corte 0+1020. Las configuraciones para el cálculo fueron cuatro: taludes en roca con grietas de tensión más sismo, taludes en roca sin grietas de tensión más sismo, taludes en roca sin grietas de tensión, taludes en roca con grietas de tensión.

Sólo se hizo el análisis de estabilidad para una sección de la vialidad, considerando un talud de roca, con cohesión de  $0.05 \text{ MN/m}^2$ , ángulo de fricción interna de  $30^\circ$  y un ángulo en la superficie de falla de  $45^\circ$ . Lo anterior, no considera la heterogeneidad del tipo y propiedades presentes en los materiales que se encuentran a lo largo del eje de trazo de la obra.

Los análisis de estabilidad sólo fueron para los taludes locales de la vialidad, no se determinó la estabilidad global de la ladera que para éste proyecto es fundamental, ya que se trata de establecer con justificación de hecho la seguridad a que la obra debe estar sujeta.



### **3.3 Complementación del estudio geotécnico para la zona de influencia del proyecto**

Una vez que han sido develados todos los vacíos que presenta el estudio geotécnico del proyecto analizado, se procederá en esta parte del documento, a realizar todas las tareas que la teoría estipula, con la finalidad de conocer el nivel de utilidad de la información que arroja cada una de las fases del estudio y el grado en que se puede ver afectado un proyecto cuando se carece de esta información.

Como ya se ha comentado ampliamente, la premisa rectora de los estudios geotécnicos para los taludes de un proyecto carretero, es definir a primera instancia la estabilidad global de los taludes naturales en el área de influencia del proyecto y una vez decretada ésta, emprender el diseño de los taludes artificiales para la obra. Obviamente, para definir la estabilidad de un talud en general, es necesario contar con información acerca del estado que guarda el terreno donde se ubica el talud, lo cual se logra con la ejecución de los estudios geotécnicos del proyecto.

#### **3.3.1 Estudios preliminares de gabinete**

En los estudios preliminares se recabó y revisó todo tipo de información secundaria que existe para el sitio de proyecto. Afortunadamente para el caso de este trabajo, la falla La Paloma es un accidente geológico ampliamente estudiado por investigadores de diversos sectores. Desde que comenzaron a producirse asentamientos urbanos en esta parte de la ciudad, el interés por estudiar la loma de Santa María se fue acrecentado, debido a la preocupación de las personas con viviendas sobre la falda de la loma y también por aquellas interesadas en continuar con la urbanización del sitio.

De tal suerte, existen artículos de investigación que incluyen estudios diversos (principalmente geológicos) del escarpe La Paloma, incluso de la zona donde se encuentra el deslizamiento SEDUE, lugar de emplazamiento de la vialidad proyectada. De estas publicaciones pudo recogerse información muy valiosa de la situación que priva en el área de interés. También se hallaron fotografías aéreas, plantas topográficas con alto nivel de detalle, y cartografía de temática diversa que será analizada en adelante.

Sin embargo, se encontró que la estabilidad de la ladera solamente ha sido evaluada cualitativamente, sin que se haya definido aún un Factor de Seguridad sustentado a través de un análisis teórico. Dadas las circunstancias que rodean al proyecto Vialidad Panorámica Ecológica y las recomendaciones que da la teoría, es preciso definir un Factor de Seguridad por lo menos donde se ubica el deslizamiento SEDUE.



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

#### **3.3.1.1 Mapas y fotografía aérea**

En el caso de obras carreteras de gran longitud, el análisis de la información cartográfica y fotográfica siempre se hace de mayor a menor escala para ir detectando todas aquellas zonas problemáticas en la zonificación de riesgo que se realiza en ésta primer fase del estudio.

El proyecto Vialidad Panorámica Ecológica apenas cuenta con una longitud de aproximadamente 1 km. Debido a que el área de influencia del proyecto es de poca extensión, el nivel de detalle que se requiere de la información cartográfica es mayor que la que pueden proporcionar las cartas 1:50,000 del INEGI, usualmente utilizadas para proyectos carreteros. No debe olvidarse que el proyecto se trata de un caso especial, por lo que de ser necesario, la información debe producirse empleando todos los medios disponibles.

##### *3.3.1.1.1 Fotografía satelital por medios virtuales*

Actualmente se encuentran disponibles en internet portales de donde pueden obtenerse imágenes satelitales con un nivel de detalle aceptable para realizar el primer reconocimiento en gabinete del sitio de proyecto. La ventaja que se tiene en herramientas como ésta, es que la escala de la imagen puede irse variando, lo que permite apreciar tanto aspectos generales como rasgos particulares del lugar que se está inspeccionando virtualmente. Del análisis de fotografías satelitales puede obtenerse información que será de utilidad para la fase de reconocimiento de campo, como son accesos, vías de comunicación, servicios, cuerpos de agua, etc.

Generalmente estas fotografías son más detalladas donde se encuentran ciudades o poblados de cierta importancia. La ciudad de Morelia no es la excepción y en ella pueden lograrse buenos acercamientos que ayudan en demasía a conocer el área de estudio, que para el caso de este trabajo resulta muy conveniente.

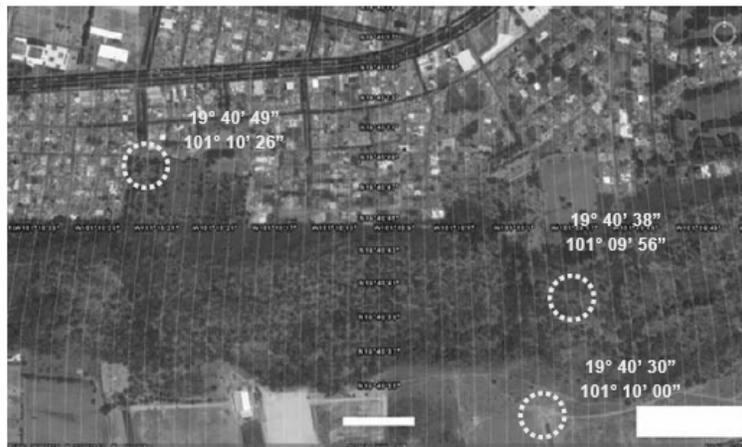


FIG. 3-7 FOTOGRAFÍA SATELITAL DE LA ZONA DE ESTUDIO (LEÓN, 2007)



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

#### 3.3.1.1.2 Cartas geológicas

Al momento ha quedado clara la relevancia, que tiene en el caso del proyecto estudiado, el factor geológico. Por ello, se recabaron todos los mapas, cartas y perfiles litológicos de la zona, comenzado con los rasgos geológicos más representativos de la ciudad de Morelia, del escarpe de falla La Paloma y en particular del deslizamiento SEDUE.

Con la localización previa del proyecto y el mapa geológico de la ciudad de Morelia (Fig. 3-8) se pueden conocer los problemas geológicos a gran escala que afectan, directa o indirectamente, al proyecto. Puede observarse, que por el área de interés pasa la falla La Paloma del sistema tectónico Morelia-Acambay, lo que supone ya un riesgo que debe contemplarse en la zonificación, por otro lado, es preciso definir la ubicación exacta de la falla geológica con relación a la obra para medir el grado en que ésta última puede verse afectada.

En la Fig. 3-9 se presenta el perfil geológico de la ciudad de Morelia, donde quedan representados las principales secuencias litológicas que se pueden encontrar. En general, se trata de dos formaciones geológicas que provienen de distintas provincias; la más antigua es la andesita derivada de las secuencias de la Sierra de Mil cumbres, y la Cantera de Morelia, de origen más reciente, procedente de las pulsaciones de la caldera de Atécuaro.

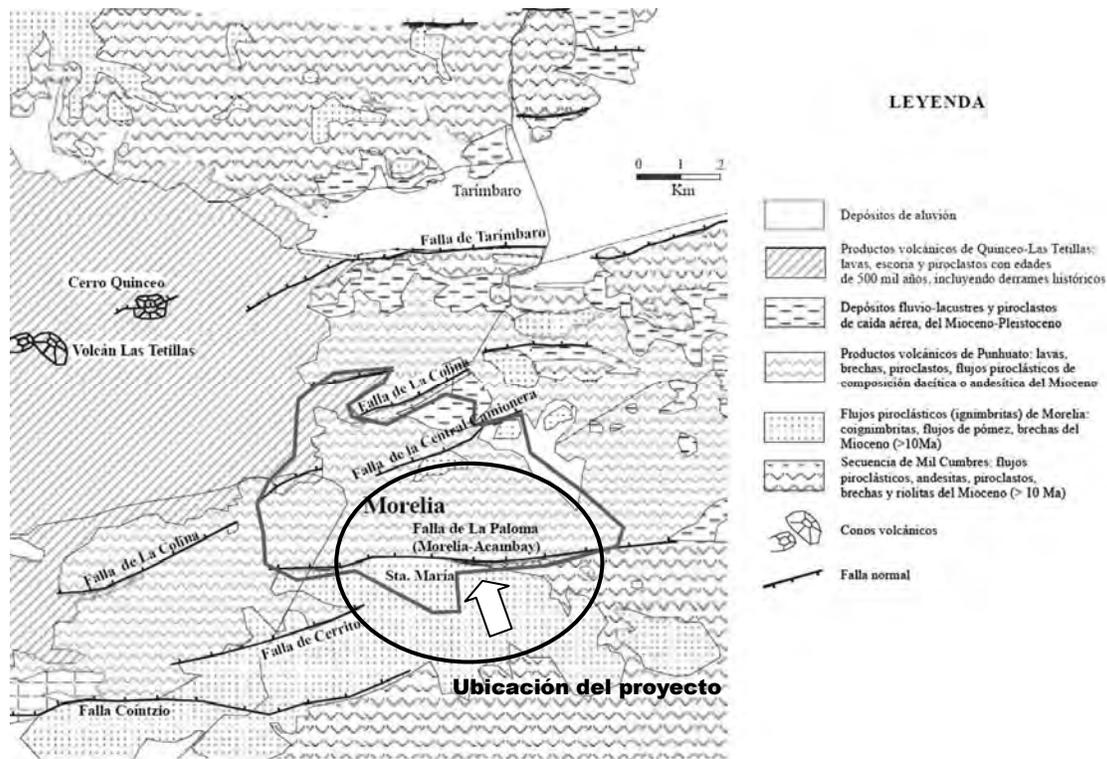


FIG. 3-8 MAPA GEOLÓGICO DE LA CIUDAD DE MORELIA (ARREYGUE, 2002)



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

Es importante tomar en cuenta lo anterior, porque seguramente los materiales que existen en el sitio de proyecto estarán estrechamente vinculados con estas formaciones, principalmente con las más superficiales. Además, representan una noción que puede orientar los planes para realizar estudios de detalle a profundidades adecuadas del terreno, como sucede con las exploraciones geofísicas que anteceden a los sondeos.

Al reunir la información secundaria disponible se encontró una carta geológica específicamente del escarpe La Paloma, que plasma los pormenores geológicos a lo largo de la línea principal de la falla, donde quedan definidas las áreas especialmente problemáticas como zonas de depósito de talud, antiguos deslizamientos, escarpes, trincheras, etc.

De ésta última carta geológica puede concluirse que el trazado de la Vialidad Panorámica Ecológica proyectado, efectivamente se ubica sobre una zona potencialmente inestable, como lo es el deslizamiento SEDUE. De esta manera, se tiene un argumento más para evaluar la estabilidad de la ladera que garantiza una seguridad para el proyecto.

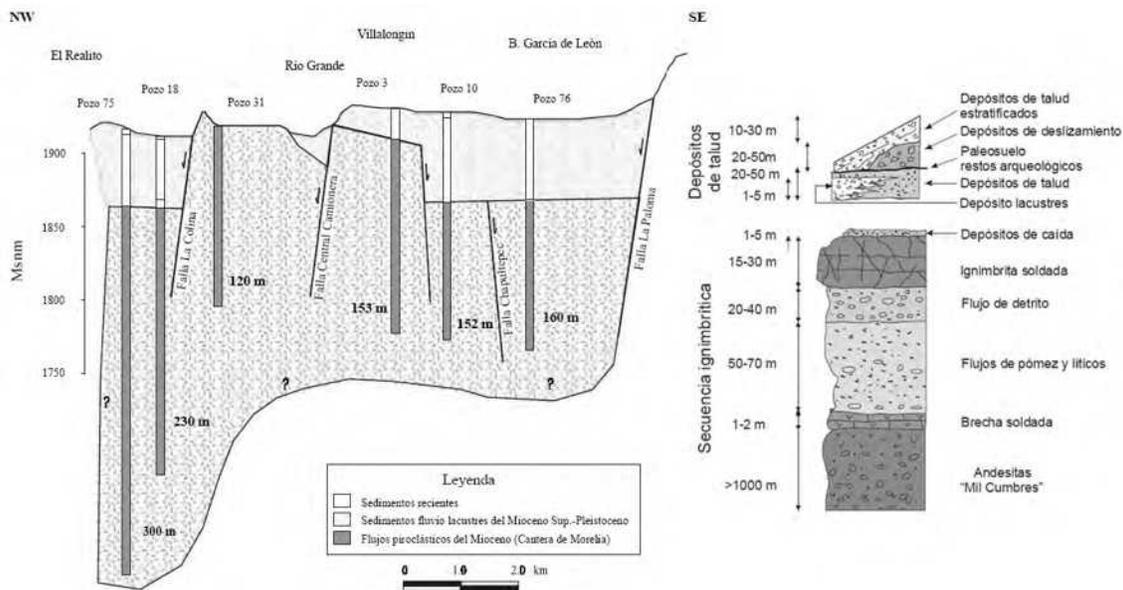


FIG. 3-9 GEOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA DE LA CIUDAD DE MORELIA (ARREYGUE, 2002)

Es de llamar la atención algunos aspectos que aparecen en la carta geológica, además del deslizamiento SEDUE, como son los dos escarpes situados en corona y a medio cuerpo de la loma, y los torrentes o canales de erosión que delimitan transversalmente al deslizamiento mencionado. Puesto que todos ellos son indicativos de zonas susceptibles a presentar problemas de estabilidad.



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

No debe olvidarse que los sitios donde se hayan detectado movimientos antiguos de ladera o que presenten un grado elevado de susceptibilidad al deslizamiento, deben ser considerados como zonas de alto riesgo, las cuales precisan estudios geotécnicos a detalle.

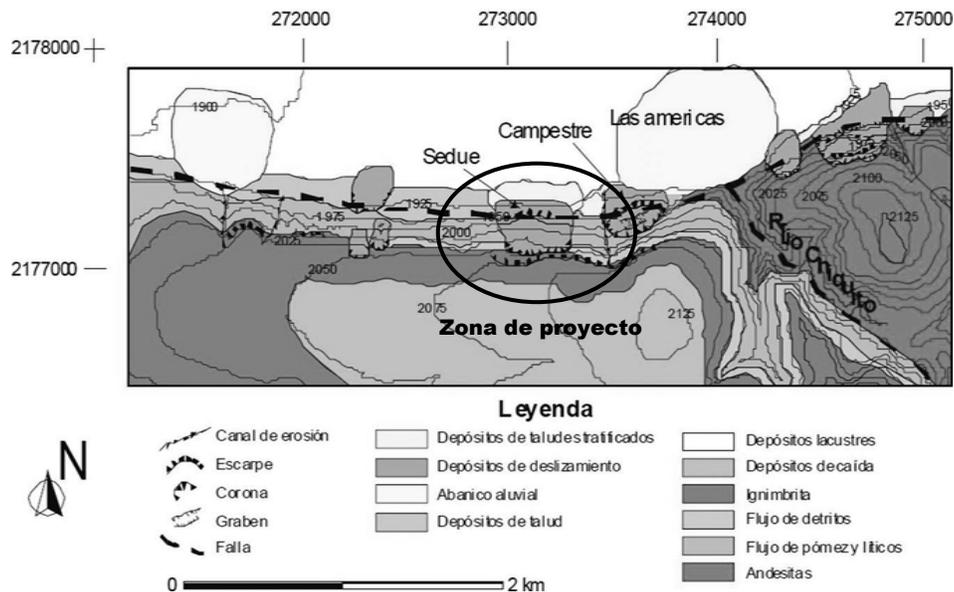


FIG. 3-10 CARTA GEOLÓGICA DEL ESCARPE LA PALOMA (ARREYGUE, 2002)

#### 3.3.1.1.3 Fotografía satelital y aérea

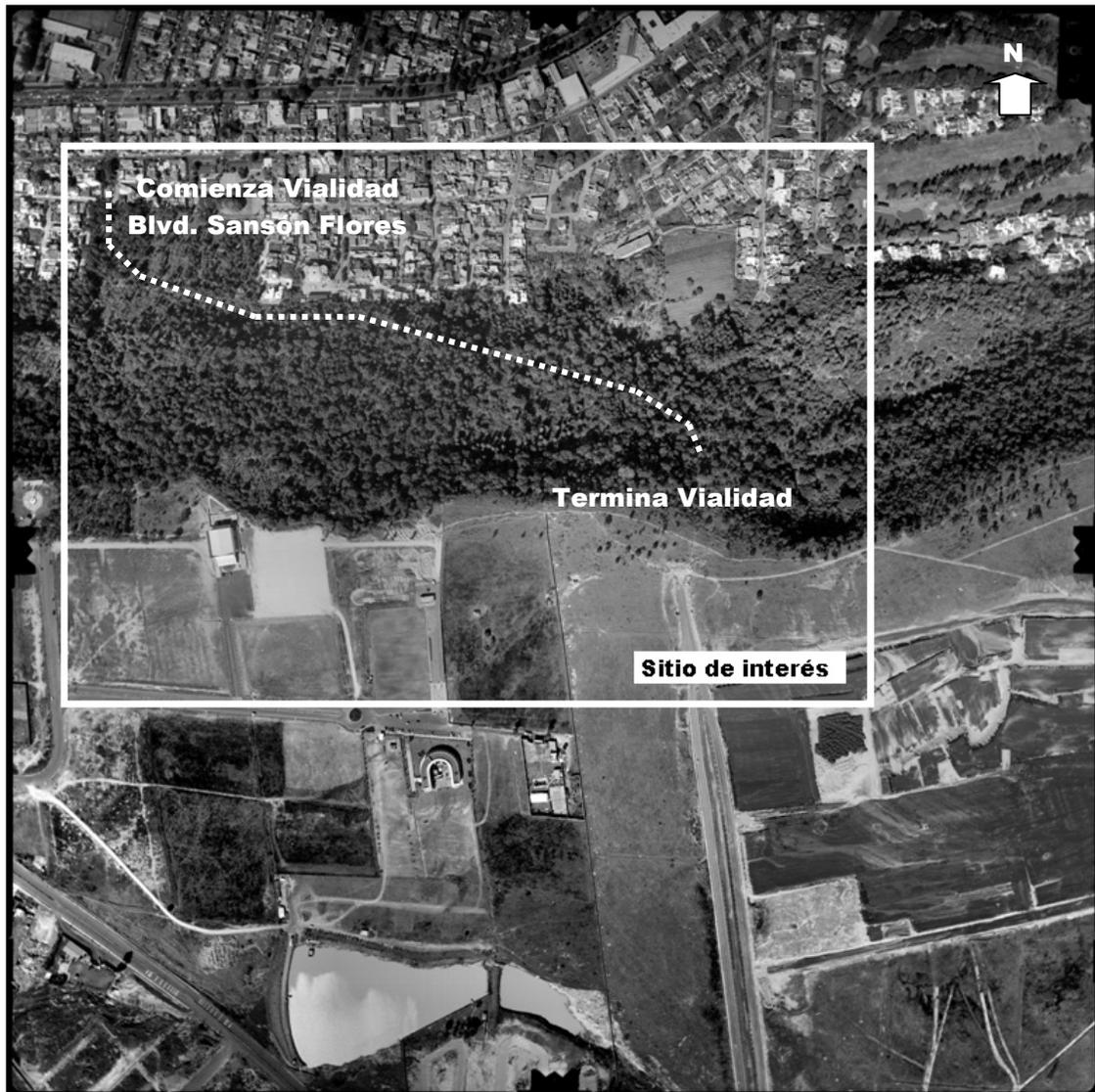
Existe una fotografía aérea del sitio de estudio, donde se confirma la existencia del deslizamiento SEDUE y los rasgos que se describen en la cartografía geológica revisada. Al superponer el proyecto geométrico de la vialidad con la fotografía de la zona, se aprecia cómo el trazado de la vialidad recorre al deslizamiento SEDUE de Oeste a Este, atravesándolo completamente. Se distingue también, que el punto de inicio de la vialidad topa con el torrente poniente, lo cual implica una cuota adicional de riesgo por el posible paso temporal de corrientes superficiales de agua que en ocasiones arrastran consigo grandes cantidades de detrito. El golpe de una corriente de agua en esta parte puede agudizarse en el escarpe final que mantiene una pendiente pronunciada hasta donde se propone el inicio de la vialidad.

La fotografía aérea muestra que la zona de estudio colinda con una amplia franja habitada al pie del escarpe, e incluso se observan construcciones que avanzan sobre la falda y que sin duda representan un foco de atención para la construcción del proyecto. En la plataforma del escarpe se aprecia el mismo fenómeno de urbanización que comienza a extenderse muy cercanamente al escarpe que hay en coronación.



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

El que se trate de una zona que colinde con asentamientos urbanos incrementa también su factor de riesgo, cuando se consideran los factores socioeconómicos presentes en las cercanías del área de proyecto. Así pues, una vez más se justifican los estudios a detalle del terreno.



3-11 FOTOGRAFÍA AÉREA DEL ESCARPE LA PALOMA DONDE SE ENCUENTRA EL DESLIZAMIENTO SEDUE (PROYECTO EJECUTIVO, 2006)

#### **3.3.1.1.4 Planta topográfica**

La escala 1:50,000 de las cartas topográficas con que cuenta el INEGI resultan inconvenientes para este caso. Sin embargo, puede solicitarse al mismo instituto una restitución de la topografía del terreno lograda a través de la ortofoto del área en cuestión, con una escala que permite un análisis más detallado del relieve del terreno.



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

Se consiguió una restitución topográfica con curvas de nivel a cada 5 m (Fig. 3-12), con la que se realizó una modelación tridimensional del terreno empleando uno de los software que hay en el mercado.

En la planta topográfica del deslizamiento SEDUE, se señalaron los rasgos característicos de las zonas susceptibles a presentar problemas en función de las formas que tienen las curvas en ciertas regiones, identificándose curvas apretadas, lobuladas, convexas y apartadas.

Las curvas apretadas son indicativas de escarpes cuando se encuentran agrupadas o lugares con fuertes pendientes. En la planta topográfica existen dos cinturones de estas curvas; uno situado cercano a la mancha urbana y otro en la cabecera de la loma.

Las curvas lobuladas señalan lugares de depósito de talud, donde el material desprendido o desplazado se acumula. Se tienen dos frentes que se abren en los extremos del deslizamiento SEDUE y que curiosamente coinciden con los extremos aguas debajo de los canales de erosión.

Las curvas convexas rotulan el camino seguido por los cauces de agua, en este caso están relacionados con los torrentes de delimitan al deslizamiento SEDUE.

Las curvas apartadas representan la región que define la plataforma de la loma de Santa María, la parte más alta del área de estudio.

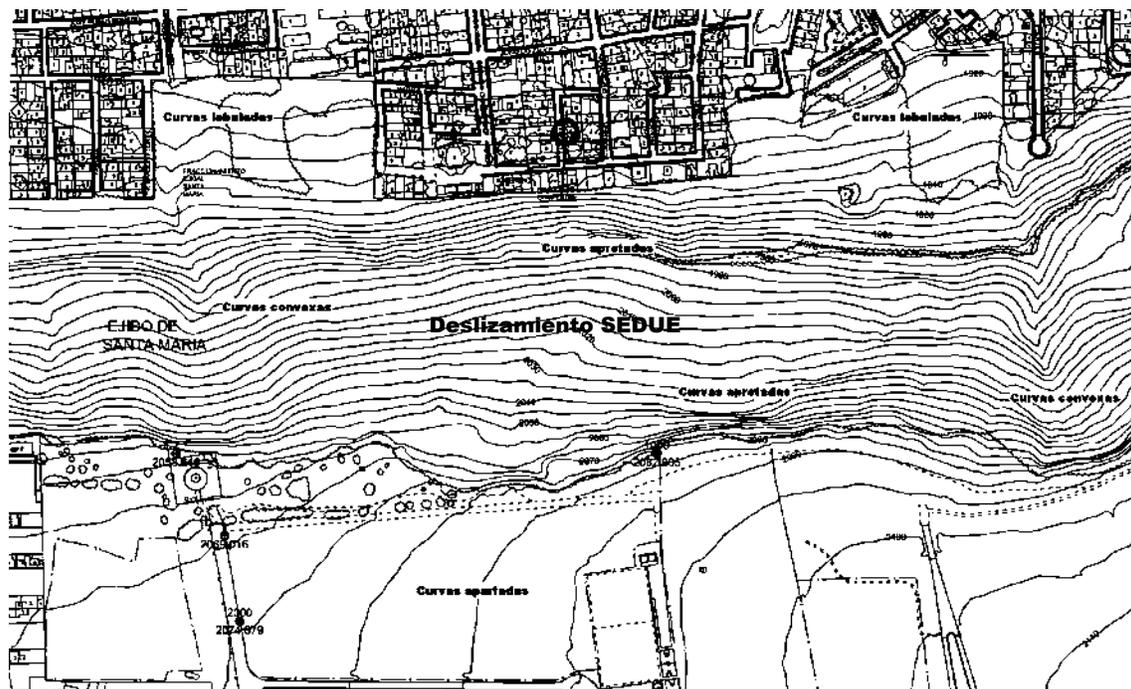


FIG. 3-12 PLANTA TOPOGRÁFICA DE LA ZONA DE ESTUDIO CON CURVAS DE NIVEL A CADA 5 M (CORTESÍA DE ARREYGUE-ROCHA)



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

Con modelos tridimensionales del terreno se obtiene información muy similar a la recabada en la estereoscopia, con la ventaja de que pueden revisarse diferentes perspectivas de la superficie y obtener cortes o perfiles en diferentes sitios, para encontrar las secciones críticas, en términos topográficos, que deben ser estudiadas para el análisis de estabilidad de la ladera.

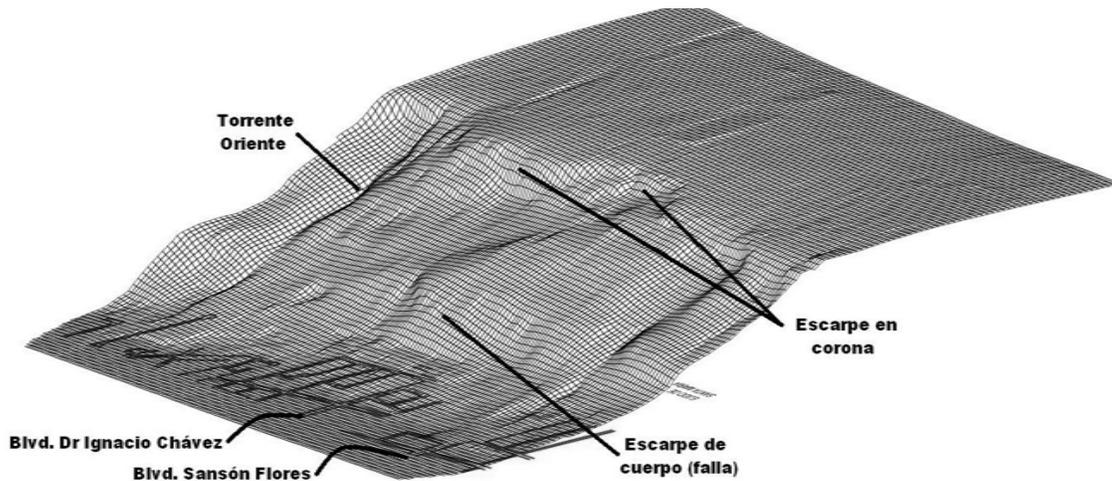


FIG. 3-13 PERSPECTIVA NW-SE DEL DESLIZAMIENTO SEDUE

El modelado tridimensional del terreno deja entrever aspectos muy interesantes de la morfología del deslizamiento SEDUE, que no se pueden alcanzar con ninguna otra técnica en gabinete, ya que se aprecia la magnitud espacial de los rasgos que aparecen en los mapas.

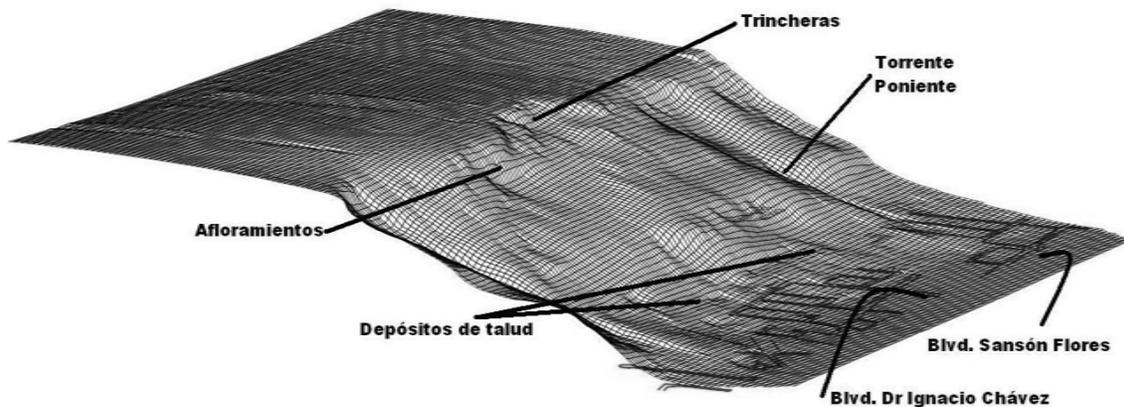


FIG. 3-14 PERSPECTIVA NE-SW DEL DESLIZAMIENTO SEDUE

Con el modelo tridimensional del terreno pudieron situarse los afloramientos que tiene el macizo rocoso, veredas, canales de erosión, plataformas, etc., y en base a ello se trazó el recorrido de campo que debió seguirse para realizar el levantamiento in situ de todos estos elementos.



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

En las perspectivas NW-SE y NE-SW (Fig. 3-13, Fig. 3-14) se aprecia la morfología típica de un deslizamiento rotacional en la parte superior de la loma, por el escarpe que hay en cabecera y las grietas de tensión de las trincheras. Asimismo la forma enconchada que adopta el material deslizado pareciera abrirse en la parte central donde se encuentra el escarpe de mayor altura y los torrentes de los extremos pudieron haberse formado sobre las grietas radiales que se presentan en deslizamientos con esta tipología.

En la perspectiva frontal (Fig. 3-15) llama la atención la pendiente descendente que sigue la loma de dirección Este a Oeste y el ancho de los torrentes, indicativo de la elevada actividad erosiva que el paso del agua ocasiona.

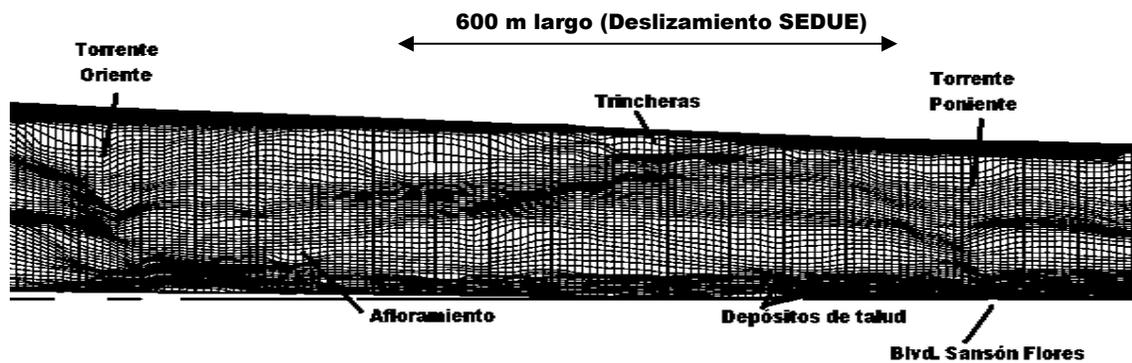


FIG. 3-15 PERSPECTIVA FRONTAL N-S DEL DESLIZAMIENTO SEDUE

Las dimensiones de la loma y del deslizamiento pueden apreciarse claramente en su vista lateral (Fig. 3-16), se distingue la forma escalonada que tiene la loma, los escarpes a distintos niveles, las zonas de depósitos de talud y la pendiente general que guarda.

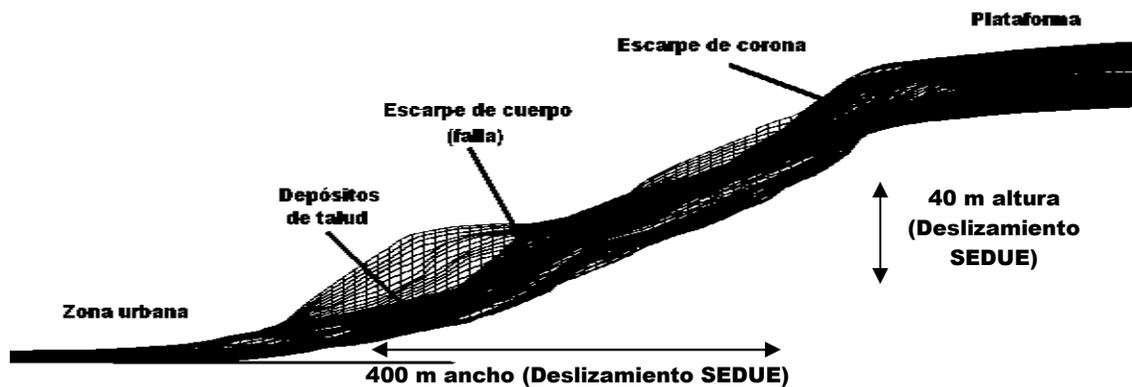


FIG. 3-16 PERSPECTIVA LATERAL W-E DEL DESLIZAMIENTO SEDUE



**CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

De acuerdo a la topografía y a la morfología del deslizamiento SEDUE se define la sección que se encuentra a la altura del Blvd. Dr. Ignacio Chávez, como el probable eje del deslizamiento. Es en este sitio donde la estabilidad global del escarpe es evaluada.

El eje del deslizamiento es la sección donde el material desplazado adquiere el mayor espesor con relación al plano de rotura. Cuando se evalúa la estabilidad de una ladera, deben tomarse varias secciones consideradas como críticas para definir cuál de ellas proporciona el factor de seguridad más desfavorable, pues será éste el que rija a toda la ladera. En los análisis de estabilidad tridimensionales, el factor de seguridad suele aproximarse mucho al de la sección crítica analizada en dos dimensiones (*Michael-Duncan*).

**3.3.1.2 Zonificación geotécnica**

La zonificación geotécnica para este proyecto abarca un área reducida que facilita la determinación de las zonas susceptibles, pero por otra parte, las circunstancias obligan a que el nivel de detalle en los estudios se realice con mayor profundidad.

A pesar de que se ha definido previamente a todo el sitio de proyecto con categoría de alto riesgo por los accidentes geológicos que están presentes, la zonificación por riesgo se exhibe de cualquier manera a fin de darle seguimiento al proceso sugerido en la teoría (Sección 2.1.3). Haciendo primero una evaluación de los aspectos socioeconómicos que existen en las inmediaciones del área de estudio y luego tomando en cuenta las características geológicas y geométricas de la ladera analizada y el ángulo medio de las laderas vecinas.

Ejemplo	Riesgo para la vida		
	Despreciable	Bajo	Alto
1. Las fallas afectan parques y áreas de recreación al aire libre poco frecuentadas.	✓		
2. Las fallas afectan caminos con baja densidad de tráfico.	✓		
3. Las fallas afectan bodegas que almacenan productos no peligrosos.	✓		
4. Las fallas afectan espacios abiertos densamente frecuentados (p.ej. áreas recreacionales, plazoleta de una local con estacionamientos, etc.).		✓	
5. Las fallas afectan caminos con alta densidad de tráfico.		✓	
6. Las fallas afectan áreas de espera pública (por ej. andenes, paradas de autobuses).		✓	
7. Las fallas afectan edificios ocupados (p.ej. residenciales, educativos, comerciales e industriales).			✓
8. Las fallas afectan edificios que almacenan productos peligrosos.			✓

FIG. 3-17 CATEGORÍA DE RIESGO PARA LA VIDA (DESLIZAMIENTO SEDUE)

En las fotografías aéreas y satelitales pudo constatar una importante franja urbana recorriendo la falda del escarpe, donde pueden verse edificios de oficinas, casas habitación, dependencias de gobierno, entre otros, casi siempre habitados. La vialidad se espera situar justo encima de éstas construcciones, arriesgando a las personas que ahí habitan. Este factor implica, por sí mismo, asignar una categoría alta de riesgo para toda la zona (Fig. 3-17), ya que todo el



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

largo de la vialidad se encuentra bajo la misma situación. La categoría de riesgo se corrige toda vez que se vayan considerando cada uno de los factores recomendados, pero sólo para aumentar la categoría de riesgo del sitio y nunca para disminuirla.

Ejemplo	Riesgo económico		
	Despreciable	Bajo	Alto
1. Fallas que afecten terrenos baldíos o sin cultivos.	✓		
2. Fallas que afecten a terrenos de labranza y a caminos locales que no sean de acceso único.	✓		
3. Fallas que afecten estacionamiento de vehículos al aire libre.	✓		
4. Fallas que afecten caminos primarios distribuidores, y que no sean de acceso único.		✓	
5. Fallas que afecten los servicios esenciales, las que podrían causar la pérdida de ese servicio por un período temporal (p. ej. subestaciones eléctricas, plantas para bombeo de agua y gas).		✓	
6. Fallas que afecten caminos troncales rurales o urbanos, de importancia estratégica.			✓
7. Fallas que afecten los servicios esenciales, las que podrían provocar la pérdida de ese servicio por un tiempo prolongado.			✓
8. Fallas que afecten edificios, las que podrían causar daños estructurales excesivos.			✓

Nota: Estos ejemplos son únicamente para guía. Quien o quienes tomen decisiones, deben decidir el grado de riesgo económico y debe balancear el riesgo económico potencial ante el evento de una falla, contra los mayores costos de construcción requeridos para alcanzar un factor de seguridad más alto.

FIG. 3-18 CATEGORÍA DE RIESGO ECONÓMICO (DESLIZAMIENTO SEDUE)

El factor económico también proporciona una categoría de riesgo alta (Fig. 3-18) por la presencia de algunos edificios cercanos al escarpe, una iglesia, escuelas, etc., además de que resultarían afectadas algunas líneas de abastecimiento de agua potable para la región. El monto de daños potenciales a las construcciones vecinas y a la construcción misma del proyecto, validan la inversión que ha de ejercerse para llevar a cabo los estudios geotécnicos.

Por medio de las cartas geológicas y la topografía del lugar se define una categoría de riesgo basada en las características de la ladera. En el caso de la loma de Santa María, el material predominante es de tipo rocoso, el escarpe tiene una altura total aproximada de 150 m medidos para la sección crítica (Blvd. Dr. Ignacio Chávez) de pie a plataforma, y un ángulo medio de 23.6°, obtenido por medio de una ponderación que tomó en cuenta los diferentes ángulos y sus longitudes en cada tramo del perfil. El mayor ángulo medido sobre la superficie de la sección crítica fue de 60°, en el escarpe situado cerca de la corona, afectando a una pared de 5 m de altura.

De acuerdo a las características geológicas y geométricas de la ladera, la categoría de riesgo vuelve a ser alta, con lo cual las nueve opciones que guían las tareas del estudio geotécnico del proyecto, únicamente se reducen a tres, definiéndose por una de ellas de acuerdo al ángulo general de las laderas en la vecindad del sitio. Cuando se analiza la topografía de la región se percata que el ángulo a lo largo de toda la falla La Paloma es más o menos similar, rondando entre



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

los 20° y 30°. Con ello se concluye que la guía que servirá como referencia para realizar los estudios geotécnicos es el caso II en categoría de riesgo alta (Fig. 3-19).

Categoría de riesgo	Calificación de la ladera	Angulo de la ladera natural en la vecindad del sitio						
		0° a 20°	20° a 40°	Más de 40°				
Subcategoría	Características	Suelo	Roca					
		Relleno	Corte					
D e s p r e c i a b l e	a) Pérdida de vida b) Pérdida económica	Altura	<7,5 m	<5 m	>7,5 m	Eliminación de la geología y topografía del entorno como indicativo de estabilidad. Examen visual del suelo y roca que toman el sitio.	Como para 0° a 20° reconocimiento geológico topográfico más detallado. Para las laderas más escarpadas, información sobre parámetros de resistencia del suelo o de las juntas en rocas. Reconocimiento de características hidrológicas que afecten el sitio.	Como para 20° a 40°. El área fuera de los confines del sitio será examinada por inestabilidades de suelos, rocas y bolsones sobre el sitio.
	a) Ninguna esperada (premisa de no ocupado). b) Mínimo daño estructural. Pérdida de acceso a caminos menores.	Angulo	>50°	<30°		Requerimiento A de soporte técnico <b>B1 - D - E1 - G1</b>	Requerimiento B de soporte técnico <b>B1 - C1 - D - E1 - G1 - G3</b>	Requerimiento B de soporte técnico <b>A - B1 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - F1 - G1 - G3</b>
E a l t a	a) Pocos (sólo pocas personas amenazadas). b) Daño estructural apreciable. Pérdida de acceso a sólo caminos de acceso.	Altura	<15 m	<10 m	>7,5 m	Reconocimiento geológico y topográfico del sitio y área circunvecina. Parámetros de resistencia de suelos y juntas de rocas para cimentaciones y cortes de taludes. Para terraplenes más escarpados de 1:3, parámetros del relleno compactado. Para cortes, información del nivel freático.	Como para 0° a 20°. Reconocimiento de las características hidrológicas que afecten el sitio.	Como para 20° a 40°. Extender fuera de los límites del sitio, para permitir el análisis de los taludes arriba y abajo del sitio.
	a) Más de unas cuantas. b) Daño estructural excesivo a casas y edificios habitacionales e instalaciones industriales.	Angulo	<60°	<30°		Requerimiento B de soporte técnico <b>A - B1 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - F1 - G1 - G2 - G3</b>	Requerimiento B de soporte técnico <b>A - B1 - B2 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - F1 - F2 - G1 - G2 - G3</b>	Requerimiento C de soporte técnico <b>A - B1 - B2 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - E3 - F1 - F2 - G1 - G2 - G3</b>
A l t a	a) Más de unas cuantas. b) Daño estructural excesivo a casas y edificios habitacionales e instalaciones industriales.	Altura	>15 m	>10 m	>15 m	Reconocimiento geológico y topográfico detallado del sitio y área circunvecina. Parámetros de resistencia de suelos y juntas de rocas para cimentaciones y cortes del talud. Para rellenos, parámetros de resistencia del material compactado. Para cortes información del nivel freático.	Como para 0° a 20°. Reconocimiento de las características hidrológicas que afecten el sitio. Investigación extendida fuera de los límites del sitio, a fin de permitir el análisis de taludes arriba y abajo del sitio.	Reconocimiento extendido más ampliamente fuera de los límites del sitio, para permitir el análisis de estabilidad de los taludes arriba y abajo del sitio.
	a) Más de unas cuantas. b) Daño estructural excesivo a casas y edificios habitacionales e instalaciones industriales.	Angulo	>60°	>30°		Requerimiento C de soporte técnico <b>A - B1 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - E3 - F1 - G1 - G2 - G3</b>	Requerimiento C de soporte técnico <b>A - B1 - B2 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - E3 - F1 - F2 - G1 - G2 - G3</b>	Requerimiento C de soporte técnico <b>A - B1 - B2 - C1 - C2 - D - E1 - E2 - E3 - F1 - F2 - G1 - G2 - G3</b>

FIG. 3-19 CASO DE REFERENCIA PARA LA EJECUCIÓN DE LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS EN EL DESLIZAMIENTO SEDUE

El caso II en categoría de riesgo alta sugiere de manera general: reconocimiento geológico y topográfico detallado del sitio y área circunvecina; parámetros de resistencia de suelos y juntas de rocas para cimentaciones y cortes del talud; para rellenos, parámetros de resistencia del material compactado; para cortes información del nivel freático; reconocimiento de las características hidrológicas que afectan el sitio; e investigación extendida fuera del sitio a fin de permitir el análisis de taludes arriba y abajo del sitio.

Específicamente, deben cubrirse las siguientes fases, algunas de ellas hasta este punto del estudio ya han sido cumplidas:

- Examen de fotografías aéreas, terrestres y mapas geológicos (A)
- Estudios topográficos, geológicos y características hidrogeológicas superficiales (B1)
- Estudios de características hidrogeológicas superficiales y subterráneas (B2)
- Cartografía geológica de rasgos superficiales (C1)
- Cartografía geológica de rasgos superficiales (C2)
- Investigaciones in situ; zanjas y sondeos (D)
- Toma de muestras para obtención de las características del terreno (E1)



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

---

- Toma de muestras para obtención de contenido de agua, examen de estructura del terreno, y propiedades remoldeadas (E2)
- Toma de muestras para obtención de parámetros resistentes, compresibilidad, densidad, porosidad, contenido en agua, estructura y propiedades inalteradas (E3)
- Medidas de campo de nivel freático (F1)
- Medidas de campo de permeabilidad (F2)
- Ensayos de laboratorio para clasificación (G1)
- Ensayos de densidad de materiales de relleno (G2)
- Ensayos de laboratorio de resistencia de suelos y discontinuidades (G3)

Es importante conocer cuáles son las características que deben determinarse para el material de la ladera, previo al reconocimiento de campo, para que así puedan ubicarse los sitios de muestreo y los lugares más propicios para realizar los ensayos in situ. Además, hay que considerar principalmente los parámetros mecánicos que se requieren para hacer el análisis de estabilidad de taludes, a fin de establecer el procedimiento más adecuado para su ejecución en función de las condiciones que priven en el sitio.

#### **3.3.2 Estudios preliminares de campo**

Se realizó una visita al lugar de proyecto planeada según la información proporcionada por los estudios preliminares de gabinete, tratando de incluir en el recorrido los signos más representativos del escarpe. En los afloramientos se hizo un levantamiento de las características de las discontinuidades encontradas y una clasificación visual del material, en la superficie se ubicaron puntos con surgencia de agua, y las partes más idóneas para realizar los estudios geofísicos y los sondeos profundos.

##### **3.3.2.1 Evaluación cualitativa de la amenaza a deslizamiento**

Se aprovechó la visita para revisar las condiciones generales del escarpe La Paloma, específicamente en el área que involucra al deslizamiento SEDUE, y así estimar cualitativamente el grado de amenaza a la rotura que tiene la zona de interés, siguiendo la metodología establecida por Suárez Díaz (1998), explicada en el capítulo anterior.

En teoría el análisis de estabilidad global de la ladera debe justificarse con estudios cualitativos que indiquen un alto grado de amenaza al deslizamiento. Como puede apreciarse en la (Fig. 3-20), la ladera de proyecto alcanzó una puntuación de 9.7. Corresponde al grado 4, que abarca puntuaciones de 8.5 a 10, confiriéndole al escarpe un Alto grado de amenaza al movimiento.



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

FACTORES TOPOGRÁFICOS E HISTÓRICOS				
Factor	Intervalos o categorías	Atributo relativo	Observaciones	Calificación
Inclinación de los taludes	Más de 45°	2.0	Estimar el valor medio. Úsense clinómetros.	1.4
	35° a 45°	1.8		
	25° a 35°	1.4		
	15° a 25°	1.0		
Altura	Menos de 15°	0.5	Desnivel entre la corona y el valle o fondo de la cañada. Úsense nivelaciones, planos o cartas topográficas. Niveles dudosos con GPS	1.6
	Menos de 50 m	0.6		
	50 a 100 m	1.2		
	100 a 200 m	1.6		
Antecedentes de deslizamientos en el sitio, área o región	Más de 200 m	2.0	Reseñas verosímiles de lugares.	0.6
	No se sabe	0.3		
	Algunos someros Sí, incluso con fechas	0.4 0.6		

FACTORES GEOTÉCNICOS					
Factor	Intervalos o categorías	Atributo relativo	Observaciones	Calificación	
Tipo de suelos o rocas	Suelos granulares medianamente compactos a sueltos. Suelos que se reblandecen con la absorción de agua. Formaciones poco consolidadas.	1.4 a 2.5	Vulnerables a la erosión; o suelos de consistencia blanda.	0.7	
	Rocas metamórficas (lutitas, pizarras y esquistos) de poco a muy intemperizadas.	1.2 a 2.0			
	Suelos arcillosos consistentes o arena limosas compactos.	0.5 a 1.0	Multiplicar por 1.3 si está agrietado.		
	Rocas sedimentarias (areniscas, conglomerados, etc.) y tobas competentes.	0.3 a 0.6	Multiplicar por 1.2 a 1.5 según el grado de meteorización.		
Espesor de la capa de suelo:	Rocas ígneas sanas (granito, basalto, tofita, etc.).	0.2 a 0.4	Multiplicar por 2 a 4 según el grado de meteorización.	0.5	
	Menos de 5 m	0.5	Revisense cortes y cañadas; o bien, recórrase a exploración manual.		
	5 a 10 m	1.0			
	10 a 15 m	1.4			
15 a 20 m	1.8				
Aspectos estructurales en formaciones rocosas:	Echado de la discontinuidad.	Menos de 15°	0.3	Considerarse planos de contacto entre formaciones, grietas, juntas y planos de debilidad. Ver figura 5.8.	0.9
		25 a 35°	0.6		
		Más de 45°	0.9		
	Ángulo entre el echado de las discontinuidades y la inclinación del talud.	Más de 10°	0.3	Ángulo diferencial positivo si el echado es mayor que la inclinación del talud. Ver figura 5.9.	0.3
		0° a 10°	0.5		
0°		0.7			
Ángulo entre el rumbo de las discontinuidades y el rumbo de la dirección del talud.	0° a -10°	0.8		0.2	
	Más de -10°	1.0			
	Más de 30°	0.2			
	10° a 20°	0.3	Considerar la dirección de las discontinuidades más representativas.		
	Menos de 5°	0.5			



**CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

FACTORES GEOMORFOLÓGICOS Y AMBIENTALES				
Evidencias geomorfológicas de "huecos" en laderas contiguas	Inexistentes	0.0	Formas de conchas o de embudo (flujos).	0.5
	Volúmenes moderados	0.5		
	Grandes volúmenes faltantes	1.0		
Vegetación y uso de la tierra	Zona urbana	2.0	Considerese no sólo la ladera, sino también la plataforma en la cima.	2.0
	Cultivos anuales	1.5		
	Vegetación intensa	0.0		
	Vegetación moderada	0.8		
Régimen del agua en la ladera	Área deforestada	2.0	Detectar posibles emanaciones de agua en el talud.	1.0
	Nivel freático superficial	1.0		
	Nivel freático inexistente	0.0		
	Zanjas o depresiones donde se acumule agua en la ladera o la plataforma	1.0		
			SUMATORIA	9.7

Un talud de grado 4 puede presentar un deslizamiento (ver Tabla 2-9), dentro del tiempo de vida de una persona, o de una estructura típica. El rango de frecuencia en que puede ocurrir la falla, es de una en 100 años o menos. Se identifican las perturbaciones, pero no parecen recientes.

Grado	Descripción	Suma de las calificaciones
5	Amenaza muy alta	Más de 10
4	Amenaza alta	8.5 a 10
3	Amenaza moderada	7 a 8.5
2	Amenaza baja	5 a 7
1	Amenaza muy baja	Menos de 5

FIG. 3-20 GRADO DE AMENAZA AL DESLIZAMIENTO EN LA ZONA DE SEDUE

Hay que tomar en cuenta que los estudios cualitativos únicamente se basan en la información que puede tomarse de la ladera en superficie y no en las condiciones internas que tiene el terreno. El valor debe ser meramente orientativo y en este caso obliga a la determinación de un factor de seguridad que disipe las dudas en torno a la estabilidad global del escarpe en la zona del deslizamiento de SEDUE.

**3.3.2.2 Hidrogeología**

*“Una característica particular de la zona en estudio es que en la parte superior del talud se identificaron algunas trincheras las cuales funcionan como áreas de concentración del agua de lluvia llegando hasta niveles bajos y alterando los materiales que se encuentran a su paso. Éstas entre más grande sean mayor será su aportación de infiltraciones, por ende mayor será la afectación de la estabilidad de la ladera (Arreygue-Rocha, Chávez-Negrete, Alarcón Ibarra, 2007)”.*



### **3.3.3 Estudios de detalle**

Para la exploración a detalle del terreno se partió de los resultados e interpretación de los estudios geofísicos y sondeos exploratorios realizados previamente por investigadores de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, cuyos pormenores son dados a continuación.

#### **3.3.3.1 Geofísica**

(Arreygue-Rocha, Chávez-Negrete, Alarcón Ibarra, 2007)

*“En el área del deslizamiento de SEDUE se realizó un estudio geofísico con la finalidad de conocer la estratigrafía, así como el tipo de fracturamiento que pudieran tener los materiales involucrados en el movimiento en masa. Para tener una mayor información del deslizamiento se programaron realizar doce sondeos, tomando como base el trazo inicial de la vialidad en proyecto del Acceso a Jesús del Monte.*



**FIG. 3-21 SITIOS DONDE SE REALIZARON LOS SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES**

*El método geofísico empleado para la obtención de la resistividad de los materiales del subsuelo es eléctrico, en su modalidad de Sondeo Eléctrico Vertical (SEV) con arreglo interelectródico tipo Schlumberger, donde se utilizaron cuatro electrodos de acero inoxidable, dos (A, B) llamados de corriente, que son los que transmiten la corriente eléctrica al terreno. El otro par de electrodos son denominados de potencial (M, N), los cuales reciben la diferencia de potencial que surge al recibir la corriente eléctrica y conectados al aparato, se procesan los datos presentando los valores de resistividad aparente, los cuales a su vez multiplicados por una constante de proporcionalidad de acuerdo al arreglo y espaciamiento utilizado, se grafican obteniendo una curva de resistividad contra profundidad de exploración. Para el presente estudio la*



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

abertura máxima fue de 320 m para cada lado, para poder obtener información de la estratigrafía de un promedio del subsuelo de 100 m.

En la Fig. 3-21 se aprecia la distribución de los sitios seleccionados para realizar cuatro perfiles con dirección Sur-Norte, mientras en la Tabla 3-1 se tienen las coordenadas UTM y la altura sobre el nivel del mar de cada sitio.

TABLA 3-1 COORDENADAS DE LOS SITIOS DONDE SE REALIZARON LOS SEV'S

SEV	Coordenadas UTM		Elevación msnm
	X	Y	
1	272.765	2'177,022	2041
2	272.509	2'176,993	2051
3	272.287	2,177,023	2055
4	272.705	2'177,210	1950
5	272.520	2'177185	1990
6	272,224	2'177,231	1960
7	272,693	2'177,142	2000
8	272,507	2'177,142	2000
9	272,258	2'177,099	2010
10	272,144	2'176,985	2030
11	272,111	2'177,065	2000
12	272,115	2'177,138	1980

Con los registros obtenidos de los doce SEV's se construyeron tres secciones geoelectricas transversales con dirección E-W (Fig. 3-22) y cuatro perfiles con direcciones N-S (Fig. 3-14), las cuales representan los electroestratos que conforman las capas del subsuelo en la zona en estudio, teniendo una profundidad real de exploración de 200 m, lo cual es suficiente para definir las características de los estratos del subsuelo ya que en estos se manifiestan las estructuras geológicas de interés del proyecto."

Como puede verse los SEV's abarcaron toda la franja que abarca el deslizamiento SEDUE, sin embargo, en este trabajo únicamente se tomará en cuenta el perfil de los sondeos 2, 8 y 5, que se encuentran ubicados a la altura del Blvd. Dr. Ignacio Chávez, por ser éstos los que corresponden al material registrado en el sondeo exploratorio con recuperación de núcleo (Ver **Sección 3.3.3.2**). Además, coincide con la sección central de la zona del deslizamiento SEDUE.

Se aprecian en los perfiles geoelectricos tres estratos principales, un estrato superior con cierta heterogeneidad formado por fragmentos de roca, un estrato intermedio de arenas con espesor importante y un estrato más profundo sobre el que descansan los anteriores formado por roca. Al analizar el material recuperado en los sondeos exploratorios se sabrá exactamente el tipo y características de cada uno de los estratos.



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

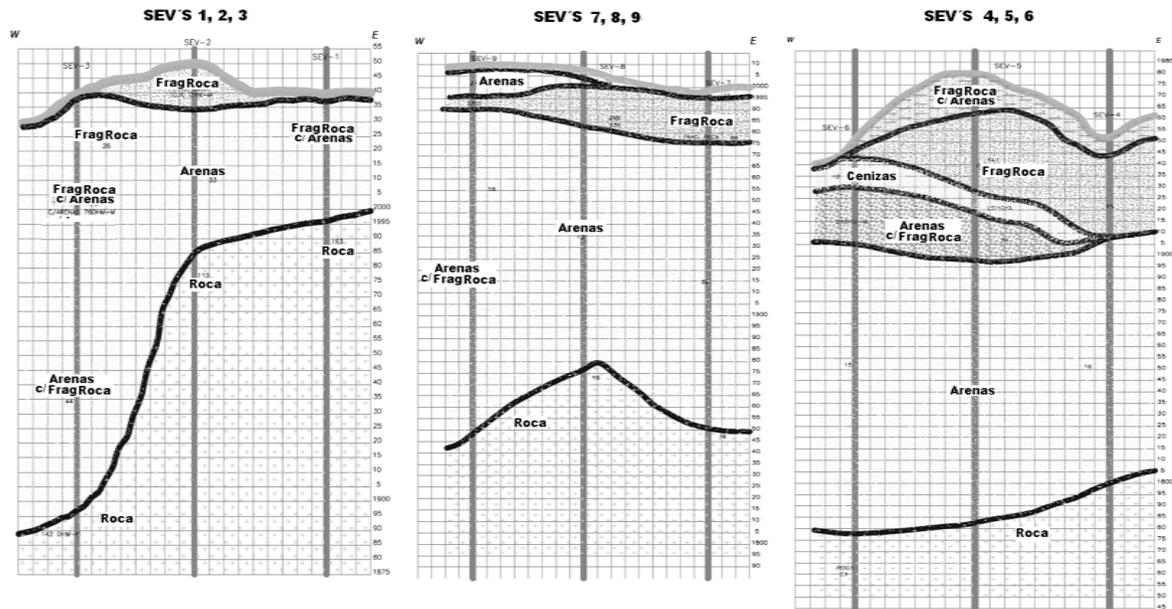


FIG. 3-22 SECCIONES GEOELÉCTRICAS DE LOS SEV'S, PERFILES LONGITUDINALES E-W (ARREYGUIE, ET AL., 2007)

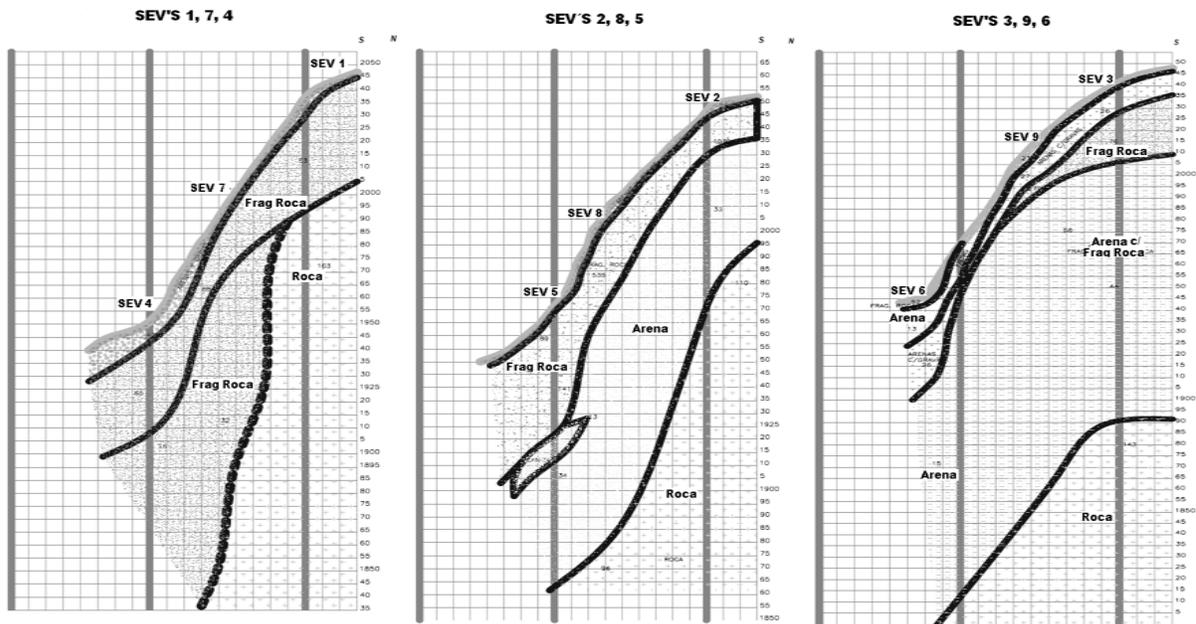


FIG. 3-23 SECCIONES GEOELÉCTRICAS DE LOS SEV'S, PERFILES TRANSVERSALES S-N (ARREYGUIE, ET AL., 2007)



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

#### 3.3.3.2 Sondeos exploratorios

Arreygue-Rocha, Chávez-Negrete, Alarcón Ibarra, 2007)

“Para poder identificar y tener la certeza de los materiales que cortarían el proyecto en cuestión se realizaron tres sondeos exploratorios distribuidos en el talud (el primero en la parte baja, en la parte intermedia y en la parte alta del talud). La selección de los sitios se hizo en función del estudio geofísico de tipo eléctrico de resistividad (Sondeos Eléctricos Verticales).

##### ❖ Primer sondeo exploratorio S-1 (Penetración estándar)

Éste se realizó en la parte baja S-W de la iglesia que se encuentra al final de la calle Dr. Ignacio Chávez en el área que funge como estacionamiento de la misma iglesia en una zona verde, la cota en este sitio es de 1955 msnm, con una profundidad de recuperación de muestra de 20 m. En este sitio de acuerdo al análisis exploratorio sólo se pudo encontrar un material limoso combinado y arcillas como se puede observar en la (Fig. 3-24).

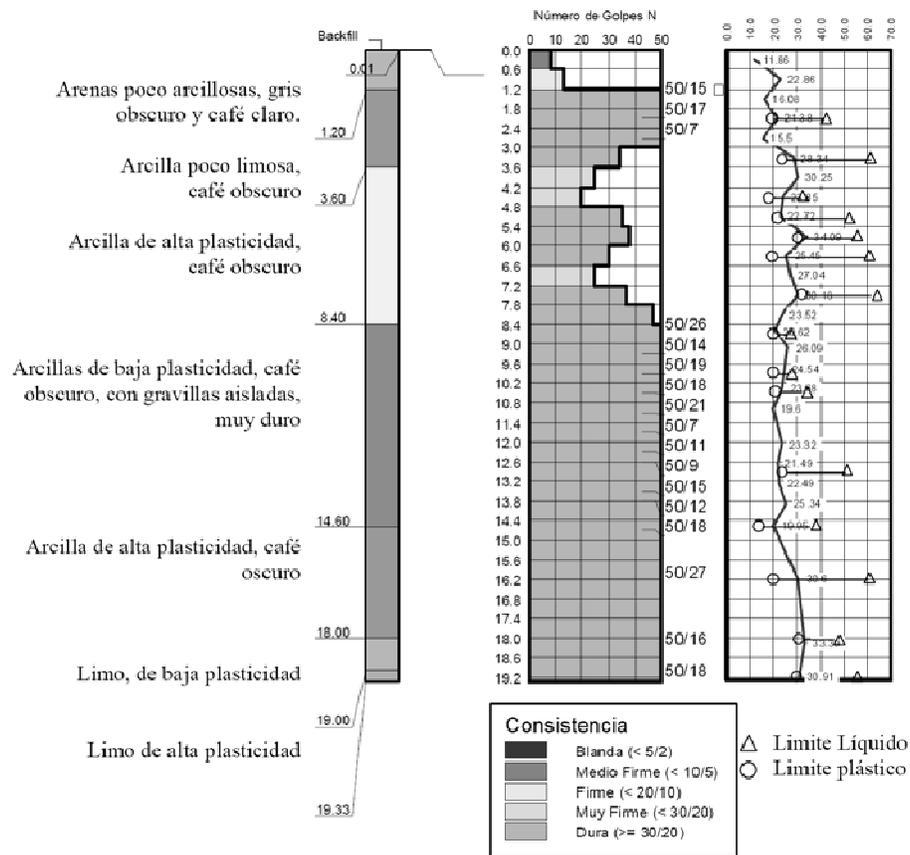


FIG. 3-24 ESTRATIGRAFÍA DEL PRIMER SONDEO EXPLORATORIO (ARREYGUE, ET AL., 2007)

##### ❖ Segundo sondeo exploratorio S-2 (Perforación con recuperación de núcleo)



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

El segundo muestreo se realizó en la cota 1980 msnm, con coordenadas geográficas 101 10.252 de longitud y 19 40.723 de latitud; con una profundidad de recuperación de material de 30 m. Este sondeo fue realizado sólo con una máquina perforadora con recuperación de núcleos de roca, en el caso que se presentara un suelo, se le cortaba el agua y se perforaba en seco para recuperar muestras para clasificación. La (Fig. 3-25) presenta el registro de manera gráfica. A la derecha se marcan algunas grietas (gr) encontradas con su longitud máxima de 40 cm.

El diámetro que se utilizó de broca fue el AW, ya que una máquina pequeña fue la única posible de transportar en la loma.

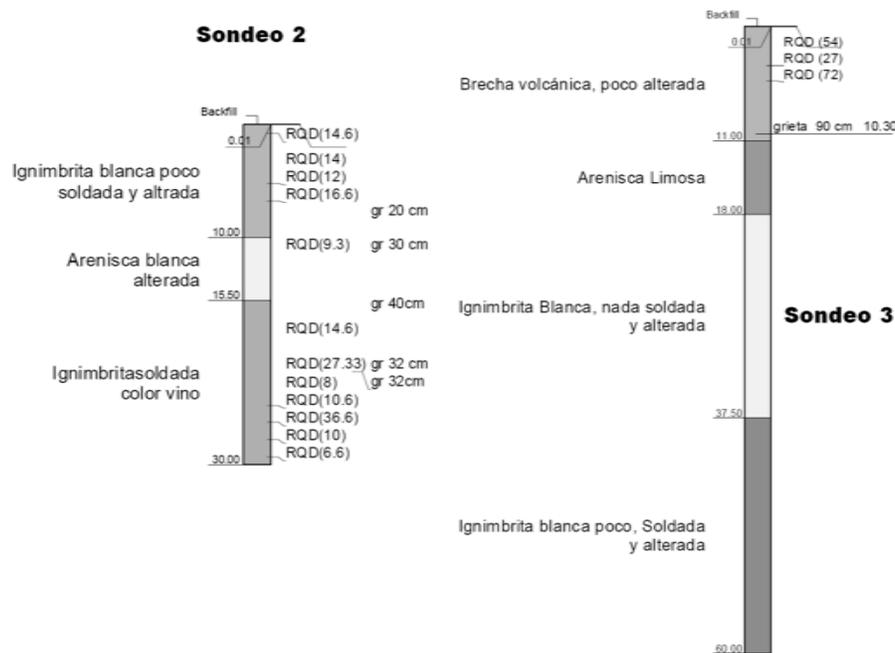


FIG. 3-25 REGISTRO DE CAMPO DE LOS SONDEOS 2 Y 3, PERFORACIÓN ROTATORIA (ARREYGUE, ET AL., 2007)

#### ❖ Tercer sondeo exploratorio S-3 (Perforación con recuperación de núcleo)

Este se hizo en la parte superior de la Loma de Santa María a una altura de 2030 msnm, con profundidad de recuperación de muestra de 60 m y coordenadas geográficas 101 10.245 longitud y 19 40.665 de latitud. Se realizó un sondeo de extracción de núcleos. El registro de campo se muestra en la (Fig. 3-25), se destaca la grieta encontrada a la profundidad de 10.30 m de una longitud de 90 cm.”

A pesar de que el diámetro de los núcleos recuperados no es el recomendable para estos trabajos, en los ensayos de resistencia se hizo una corrección por tamaño para obtener los valores típicos de muestras con diámetros de 50 mm.



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

El material recuperado del Sondeo 2 corresponde al estrato superior de ignimbrita que corona la parte inferior de la loma, la cual presenta franjas del mismo tipo de material pero con diferente grado de alteración. De la información obtenida de los perfiles geoelectricos pudo apreciarse, que de haber continuado con la exploración 10 m más hacia el fondo se hubiera corroborado la presencia del estrato de arena. No obstante, del Sondeo 3 pudo obtenerse material representativo de este estrato en la parte alta, lo cual permite hacer la extrapolación a niveles inferiores bajo la zona de pie de talud.

#### **3.3.3.3 Ensayos en rocas**

Se realizaron ensayos de laboratorio a los núcleos de roca recuperados en los sondeos de perforación rotatoria con un diámetro promedio de 3.40 mm, para conocer las características físicas, resistentes y deformacionales de la matriz rocosa en cada uno de los estratos encontrados.

##### *3.3.3.3.1 Preparación de especímenes de roca*

Antes de comenzar con las pruebas se hizo una revisión de los núcleos de roca recuperados para definir las limitaciones que se podían presentar con relación al tamaño de los especímenes que cada ensayo requiere.

Se obtuvo la mayor cantidad de muestras en cada uno de los estratos representativos, con dimensiones adecuadas. Hubo estratos donde no fue posible conseguir especímenes de roca como ocurrió con el estrato de arenisca limosa, sin embargo, se tomaron muestras para realizar los ensayos correspondientes a materiales tipo suelo. En la Fig. 3-26 se observan todos los especímenes fabricados para la ejecución de ensayos y el equipo empleado.



FIG. 3-26 ESPECÍMENES FABRICADOS PARA LOS ENSAYOS EN ROCAS



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

En total se fabricaron 89 especímenes: 52 del Sondeo 2 y 37 del Sondeo 3; de los cuales, 10 del Sondeo 2 y 3 del Sondeo 3 cumplen con la relación de esbeltez para ejecutar la prueba de resistencia a la compresión uniaxial.

#### **3.3.3.3.2 Propiedades de identificación y clasificación (Descripción visual, difracción de rayos X, porosidad y peso específico).**

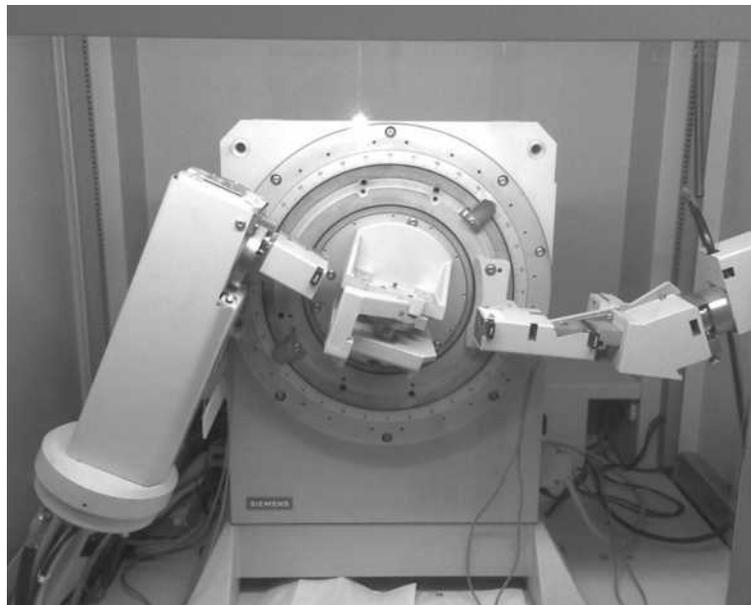
##### **❖ Descripción visual**

La descripción visual del material se recoge del reporte realizado en los sondeos exploratorios. La clasificación visual del material y su estratigrafía se presentan en la Fig. 3-25. Todas las rocas encontradas son piroclásticas y muestran diferentes grados de alteración.

##### **❖ Difracción de rayos X**

En el Laboratorio de Difracción de Rayos X del Instituto de Investigaciones Metalúrgicas (de la UMSNH) se ensayaron cuatro muestras representativas de las regiones litológicas definidas en la inspección visual. Se determinaron los minerales presentes en la composición de la matriz rocosa y se definió su naturaleza.

Las muestras seleccionadas corresponden a los estratos de la ignimbrita blanca poco soldada y alterada (Sondeo-2), Ignimbrita soldada color vino (Sondeo-2), Ignimbrita blanca poco soldada y alterada (Sondeo-3) y la brecha volcánica poco alterada (Sondeo-3).



**FIG. 3-27 DIFRACTÓMETRO D500 SIEMENS**

El procedimiento del ensayo consistió en pulverizar con la ayuda de un mortero una muestra de roca seca sin contaminar, que posteriormente es cribada por la malla No. 400. El polvo



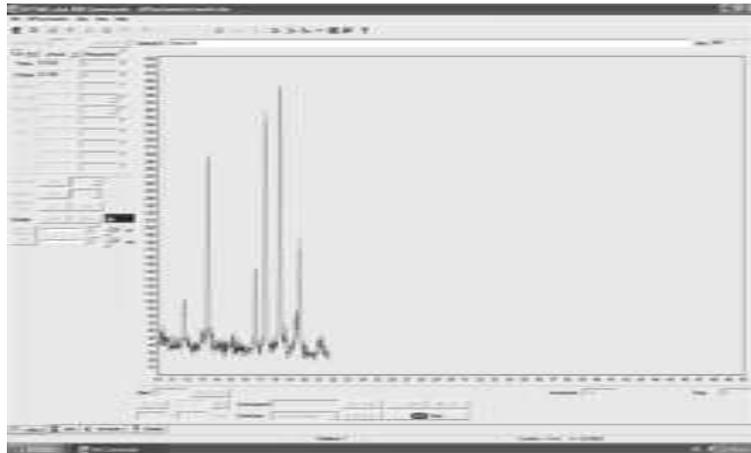
### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

obtenido con esta maniobra se monta en una célula especial en el difractómetro y se inicia el barrido de la muestra para conocer las estructuras de los minerales presentes.

La muestra se ensayó a una temperatura de 25°C, en condiciones normales y con un ángulo ( $\theta$ ) de barrido de 5° a 70°, empleado regularmente para conocer las estructuras moleculares de este tipo de materiales.

El modelo del equipo utilizado para realizar el ensayo es el D5000 de la marca alemana Siemens (Fig. 3-27). El registro de lecturas del difractómetro se hizo con el apoyo del software “Difrac Plus XRD Commander” (Fig. 3-28).

Al final del ensayo se consiguió un espectro del material que fue interpretado con la ayuda del software EVA para definir los compuestos que tienen mayor presencia en la muestra. Los resultados se muestran en las gráficas de las Fig. 3-29 y Fig. 3-30.



**FIG. 3-28 REGISTRO DEL ESPECTRO DE LA MUESTRA DURANTE EL ENSAYO**

En los resultados se encontró que todos los estratos de ignimbrita tienen la misma composición mineral, por lo que la diferencia entre los materiales se debe a los distintos grados de meteorización a que fueron sujetos. Los minerales predominantes en su composición de mayor a menor presencia son el Cuarzo  $\text{SiO}_2$ , la Albita  $\text{Na}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$  y la Ortoclasa  $\text{K}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$ .

La brecha volcánica posee una composición distinta a los materiales anteriores, siendo los minerales predominantes la Anortita  $(\text{Ca},\text{Na})(\text{Si},\text{Al})_2\text{Si}_2\text{O}_8$ , Aluminio Silicato Sódico  $\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2$  y la Nontronita  $\text{NaO} \cdot 3\text{Fe}_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ .

Cuarzo (ignimbrita): cristales prismáticos de seis caras, terminados por seis caras triangulares. Generalmente incoloro o blanco, pero puede ser amarillo, rosado, pardo ahumado, translúcido, y aún negro. Lustre vítreo o graso (Rico-Rodríguez, 2006).



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

Feldespato Plagioclasa (brecha volcánica): cristales bien formados y en masas granulares o con crucero. Generalmente blanco o gris, pero puede presentarse en otros colores. Algunas variedades grises presentan un juego de colores llamado opalescencia. Transparente en algunas rocas volcánicas. Lustre vítreo o aperlado. Se distingue de la ortoclasa por la presencia en la cara del mejor crucero de estrías (líneas finas paralelas) (Rico-Rodríguez, 2006).

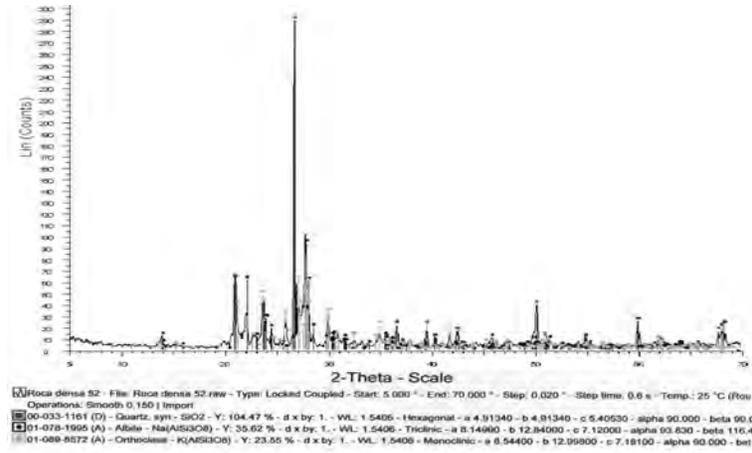


FIG. 3-29 ESPECTRO INTERPRETADO DE LOS ESTRATOS DE IGNIMBRITA

Dada su composición, se puede decir, que se trata de rocas ígneas de origen extrusivo (provenientes de erupciones volcánicas explosivas) consolidadas como tobas o brechas formando aglomerados.

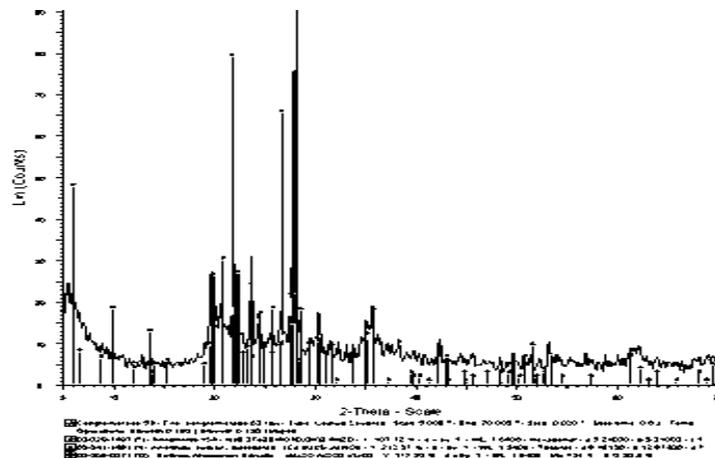


FIG. 3-30 ESPECTRO INTERPRETADO DE LA BRECHA VOLCÁNICA

La toba volcánica es una roca piroclástica de grano fino compuesta de fragmentos menores de 5 mm. Generalmente las tobas son rocas poco resistentes aunque algunas se



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

encuentran lo suficientemente bien consolidadas como para soportar cualquier cimentación o para ser cortadas con taludes verticales. Muchas tobas se encuentran entre los peores materiales en cuanto a la tendencia al deslizamiento (Rico-Rodríguez, 2006).

En la brecha volcánica dominan como componentes fragmentos de más de 5 mm. En general, los fragmentos de lava son más abundantes que en la toba; las partículas de vidrio y la pómez pueden ser escasas. La escoria puede formar grandes bloques angulares, bombas estriadas de 2 a 15 cm de largo con la forma de un huso o lágrima, por haber sido lanzadas al aire cuando todavía estaban fundidas (Rico-Rodríguez, 2006).

#### ❖ Porosidad

La porosidad se midió para cada uno de los especímenes que serían empleados en alguna de las pruebas de resistencia y deformabilidad. Los resultados promedio para cada uno de los estratos representativos se muestra en la Tabla 3-2.

TABLA 3-2 RESULTADOS MEDIOS DEL ENSAYO DE POROSIDAD

Identificación	Sondeo	Profundidad	n <sub>v</sub> (%)
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-2	0.00-9.00 m	20.89
Arenisca blanca	S-2	9.00-18.00 m	19.82
Ignimbrita soldada color vino	S-2	18.00-30.00 m	11.22
Brecha volcánica poco alterada	S-3	0.00-10.50 m	17.75
Arenisca limosa	S-3	11.20-21.00 m	22.62
Ignimbrita blanca nada soldada y alterada	S-3	21.00-49.50 m	24.89
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-3	49.50-60 m	21.00

Las muestras fueron secadas en el horno a una temperatura de 110°C y pesadas con una aproximación a la centésima de gramo.

#### ❖ Peso específico

El peso específico de los materiales se evaluó para condición seca ( $\gamma_d$ ) y saturada ( $\gamma_s$ ), ya que al momento de realizar el análisis de estabilidad son necesarios ambos parámetros. Se empleó la metodología del volumen desalojado y para lograr un mayor grado de aproximación se introdujeron los especímenes en una probeta graduada por la facilidad que proporcionaban sus dimensiones. Los resultados promedio para cada uno de los estratos representativos se muestra en la Tabla 3-3.

TABLA 3-3 RESULTADOS MEDIOS DE LOS PESOS ESPECÍFICOS SECOS Y SATURADOS

Identificación	Sondeo	Profundidad	$\gamma_{dr}$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sr}$ (t/m <sup>3</sup> )
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-2	0.00-9.00 m	1.54	1.86
Arenisca blanca	S-2	9.00-18.00 m	1.59	1.90
Ignimbrita soldada color vino	S-2	18.00-30.00 m	1.88	2.09
Brecha volcánica poco alterada	S-3	0.00-10.50 m	1.88	1.97
Arenisca limosa	S-3	11.20-21.00 m	1.53	1.88
Ignimbrita blanca nada soldada y alterada	S-3	21.00-49.50 m	1.46	1.82
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-3	49.50-60 m	1.53	1.85



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

#### 3.3.3.3 Resistencia (Compresión uniaxial, ensayo de carga puntual y tilt test)

##### ❖ Compresión uniaxial

La prueba de resistencia a la compresión uniaxial se llevó a cabo según las recomendaciones que marca la norma Española UNE-22-950-90 parte 1. Las muestras se probaron para los estratos donde esto fue posible, en condición saturada y en condición parcialmente saturada acondicionada a una humedad ambiente del 85%.

En total se probaron 13 muestras; 10 para los estratos del Sondeo 2, y 3 para el estrato de brecha del Sondeo 3, ya que debido al alto grado de alteración y fracturamiento que presentaban los estratos inferiores no fue posible obtener probetas que cumplieran con los requisitos mínimos permitidos. Los resultados promedio para cada uno de los estratos representativos se muestra en la Tabla 3-4.

TABLA 3-4 RESULTADOS MEDIOS DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAXIAL CORREGIDOS (50 MM)

Identificación	Sondeo	Profundidad	$\sigma_{c(50)}$ ND sat. (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c(50)}$ Sat. (kg/cm <sup>2</sup> )
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-2	0.00-9.00 m	53.48	48.90
Arenisca blanca	S-2	9.00-18.00 m	51.99	-
Ignimbrita soldada color vino	S-2	18.00-30.00 m	201.10	137.77
Brecha volcánica poco alterada	S-3	0.00-10.50 m	72.98	54.34
Arenisca limosa	S-3	11.20-21.00 m	-	-
Ignimbrita blanca nada soldada y alterada	S-3	21.00-49.50 m	-	-
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-3	49.50-60 m	-	-

El principal inconveniente del ensayo fue cumplir con las desviaciones mínimas que se requieren en las caras de los extremos de las probetas, por lo cual fue necesario desarrollar un dispositivo con el que se lograra un cabeceo adecuado. La baja abrasividad y resistencia del material permitieron el empleo de lijas convencionales para poder desgastarlo. El dispositivo elaborado se muestra en la Fig. 3-31.



FIG. 3-31 DISPOSITIVO FABRICADO PARA LOGRAR EL CABECEO DE LAS PROBETAS



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

En los resultados de la resistencia a compresión se aprecia un comportamiento inusual en los estratos de roca más porosos y alterados. El comportamiento esperado es que las muestras en estado de saturación presenten resistencias más bajas que cuando son probadas en seco o parcialmente saturadas, sin embargo, en este caso ocurrió lo contrario. Esto puede ser originado por el procedimiento empleado en la fase de acondicionamiento de las probetas parcialmente saturadas, ya que antes de someterlas a la humedad deseada, éstas fueron secadas en el horno, lo que pudo inducir un efecto de humedad-sequedad-humedad utilizado en las pruebas de alterabilidad. Los estratos más alterados de por sí, fueron los que más padecieron el fenómeno representado en los resultados del ensayo de resistencia a compresión.

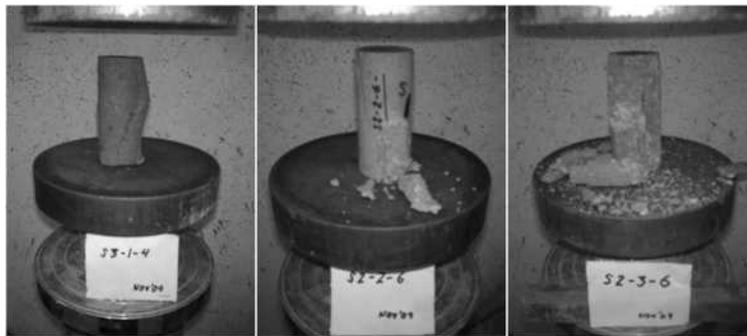


FIG. 3-32 EJEMPLOS DE ALGUNAS PROBETAS ENSAYADAS A COMPRESIÓN UNIAxIAL

A los resultados mostrados en la Tabla 3-4 se les realizó una corrección por tamaño (diámetro 50 mm) utilizando el mismo criterio que se recomienda para el ensayo de resistencia a carga puntual, el cual toma en cuenta las dimensiones de la sección de la probeta.

#### ❖ Resistencia a carga puntual (LPT)

Para el ensayo de resistencia a carga puntual se siguió la norma Española UNE-22950-5 en la modalidad de ensayo diametral. Se ensayaron 42 probetas representativas del Sondeo 2, y 34 probetas del Sondeo 3. Solamente se presentó un caso nulo en el Sondeo 2, profundidad 4.50-6.00 m, saturada, todos los demás ensayos tuvieron una rotura válida.

TABLA 3-5 RESULTADOS MEDIOS DE LOS ÍNDICES DE CARGA PUNTUAL CORREGIDOS (50 MM)

Identificación	Sondeo	Profundidad	Is (50) NO sat. (kg/cm <sup>2</sup> )	Is (50) Sat. (kg/cm <sup>2</sup> )
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-2	0.00-9.00 m	3.17	8.57
Arenisca blanca	S-2	9.00-18.00 m	4.92	7.03
Ignimbrita soldada color vino	S-2	18.00-30.00 m	25.90	23.98
Brecha volcánica poco alterada	S-3	0.00-10.50 m	10.31	9.00
Arenisca limosa	S-3	11.20-21.00 m	-	2.09
Ignimbrita blanca nada soldada y alterada	S-3	21.00-49.50 m	1.94	4.12
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-3	49.50-60 m	1.54	5.51



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

Para el estrato de arenisca limosa no fue posible obtener probetas suficientes debido al estado en que se encontraba el material. Los resultados promedio para cada uno de los estratos representativos se muestra en la Tabla 3-5. Es importante señalar que los resultados mostrados fueron afectados con la corrección por tamaño que señala la norma citada, para que los valores puedan ser utilizados en la clasificación geomecánica del material.

En el ensayo de resistencia a carga puntual se aprecia el mismo fenómeno comentado en el caso de resistencia a la compresión uniaxial, donde las probetas en condición saturada muestran resistencias más altas que las ensayadas en condición parcialmente saturadas, solamente en para los casos de estratos mayormente alterados.

#### ❖ Tilt test

El primer ensayo realizado al material fue el tilt test, ya que es necesario aprovechar los testigos de mayor tamaño en juegos de tres para el mismo estrato. Con este ensayo se obtiene el ángulo de rozamiento básico ( $\alpha$ ) de la roca, con el cual es posible estimar la resistencia al corte de las discontinuidades en el macizo empleando el criterio de Barton y Choubey. Los resultados promedio para cada uno de los estratos representativos se muestra en la Tabla 3-6, donde también se aprovecha para dar a conocer los porcentajes del índice RQD.

TABLA 3-6 RESULTADOS MEDIOS DEL ÁNGULO DE ROZAMIENTO BÁSICO ( $\alpha$ ) E ÍNDICE RQD

Identificación	Sondeo	Profundidad	$\alpha$ °	RQD %
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-2	0.00-9.00 m	41	13.30
Arenisca blanca	S-2	9.00-18.00 m	45	0.00
Ignimbrita soldada color vino	S-2	18.00-30.00 m	40	16.25
Brecha volcánica poco alterada	S-3	0.00-10.50 m	40	51.00
Arenisca limosa	S-3	11.20-21.00 m	-	0.00
Ignimbrita blanca nada soldada y alterada	S-3	21.00-49.50 m	43	0.00
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-3	49.50-60 m	46	0.00

Se fabricó un equipo, como parte de este trabajo, para poder realizar el ensayo tilt test. Dicho equipo consta de una base con niveles y tornillos ajustables para alcanzar la horizontal que precisa la prueba, y un plano móvil donde se montan los núcleos de roca cuya inclinación puede medirse con unos transportadores situados en los costados. El equipo elaborado puede observarse en la Fig. 3-33.

Conforme se fue avanzando en la investigación de este trabajo se determinó, que dado el grado de fracturación del macizo rocoso, es poco probable que se presente una rotura preferente a uno de los planos de discontinuidad. Debido a esto, no se determinará la resistencia al corte en las discontinuidades, por lo tanto, los valores del ángulo de rozamiento básico del material no serán aprovechados en este trabajo. De cualquier manera el ensayo se realizó con antelación y es



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

preciso mostrar los resultados obtenidos para que sirvan como una referencia para los materiales similares que se encuentren cercanos al sitio de estudio.

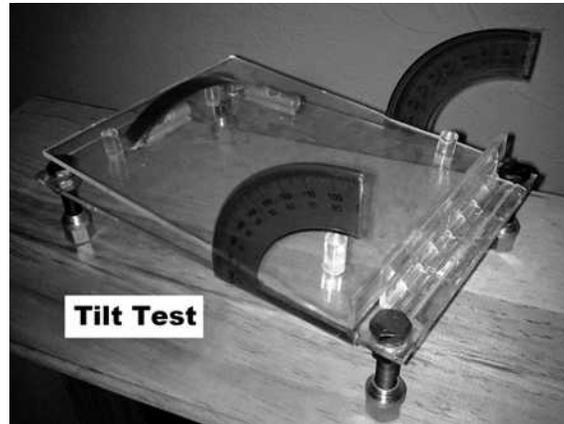


FIG. 3-33 EQUIPO FABRICADO PARA REALIZAR EL ENSAYO TILT TEST

#### 3.3.3.3.4 Deformabilidad (Velocidad de ondas sísmicas)

Para contar con información en torno al comportamiento deformacional de los estratos rocosos, se realizó el ensayo de velocidad de onda sísmica. Los ensayos tuvieron lugar en el Instituto de Investigaciones Metalúrgicas de la UMSNH, donde se contó con el apoyo del Dr. Guillermo Carreón Garcidueñas, investigador especialista en pruebas no destructivas, que en todo momento supervisó las maniobras. Los resultados de los ensayos se muestran en la Tabla 3-7.

TABLA 3-7 RESULTADOS MEDIOS DE LAS VELOCIDADES LONGITUDINALES Y DE CORTE

Identificación	Sondeo	Profundidad	$V_p$ (m/seg)	$V_s$ (m/seg)
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-2	0.00-9.00 m	-	-
Arenisca blanca	S-2	9.00-18.00 m	-	-
Ignimbrita soldada color vino	S-2	18.00-30.00 m	2655.02	1532.92
Brecha volcánica poco alterada	S-3	0.00-10.50 m	2253.51	1301.10
Arenisca limosa	S-3	11.20-21.00 m	-	-
Ignimbrita blanca nada soldada y alterada	S-3	21.00-49.50 m	-	-
Ignimbrita blanca poco soldada y alterada	S-3	49.50-60 m	1796.62	1037.31

La técnica de ultrasonido empleada fue la de pulso-eco, donde un solo transductor hace las veces de emisor y receptor de las ondas que atraviesan a la muestra. La información del equipo y pormenores del ensayo son los siguientes (Fig. 3-34):

- Transductor: marca "Panametrics", frecuencia 2.25Mhz, 0.25 in de diámetro
- Técnica de contacto: Pulso-Eco
- Acoplante empleado: Glicerina
- Pulsor-Receptor: "Panametrics" (USA) Modelo 5072 PR



### **CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

Se ensayaron 15 probetas de tres estratos distintos (5 por estrato). Únicamente, se determinó la velocidad de onda longitudinal ( $V_p$ ) de los materiales, y se utilizó una correlación (específica para materiales rocosos) para calcular la velocidad de ondas de corte ( $V_s$ ). La fórmula de la correlación  $V_p=1.732V_s$ , aplica para materiales con un módulo de Poisson cercano a 0.25.



FIG. 3-34 DISPOSITIVO UTILIZADO EN LA PRUEBA DE VELOCIDAD DE ONDA SÓNICA

Se tuvo el inconveniente de dar seguimiento a una norma para realizar el ensayo debido a que no se contaba con un transductor con la frecuencia adecuada para hacer mediciones en materiales de tipo rocoso, por lo cual, se optó por variar los espesores de las muestras a un grado tal donde pudiera realizarse la toma de datos.

Los valores de velocidad de onda sónica de los materiales proporcionan información muy valiosa en el campo geotécnico, con ellos pueden estimarse los módulos de elasticidad dinámicos, módulos de rigidez, relación de Poisson, entre otros.

#### **3.3.3.4 Ensayos en suelos**

Para el material tipo suelo encontrado en las exploraciones se ejecutaron ensayos para definir principalmente sus propiedades mecánicas. Al estrato de arcilla encontrado en el sondeo 1 se le realizó el ensayo de penetración estándar y al estrato de arenisca limosa del sondeo 3 el ensayo de corte directo.

##### *3.3.3.4.1 Sondeo de penetración estándar*

En función del número de golpes que se aplicaron en el sondeo para hacer las penetraciones se estimó de manera muy conservadora una resistencia a la compresión simple de los suelos. En la arcilla dura se estima un  $q_u=4.00 \text{ kg/cm}^2$ , y en la muy firme de  $q_u=2.00 \text{ kg/cm}^2$ .



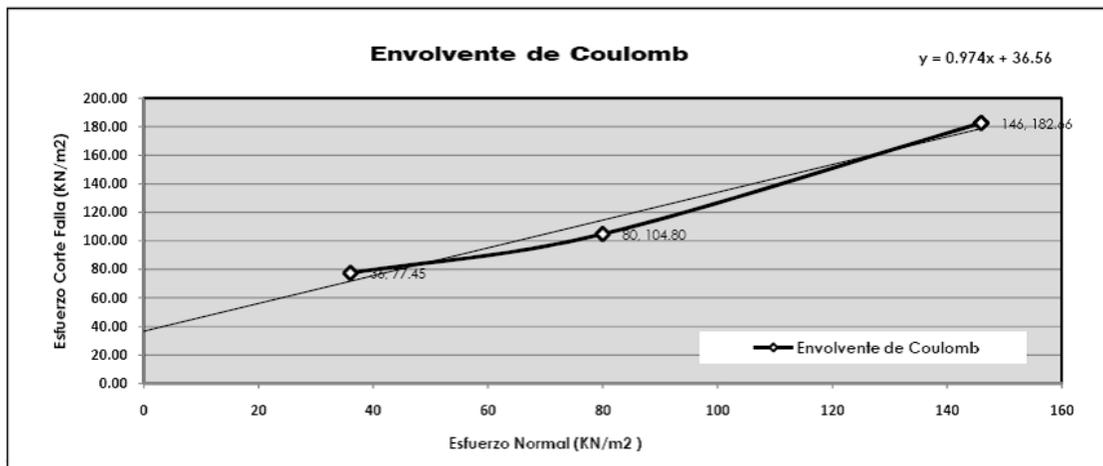
### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

#### 3.3.3.4.2 Resistencia al corte directo

La aplicación de éste ensayo resulta muy importante para el proyecto analizado por la importancia que tiene el estrato de arenisca limosa en toda la estructura geológica. Se trata de un estrato donde se encuentra intercaladas franjas de fragmentos de roca muy alterados con franjas de limos y arenas con espesores de 3 a 5 m. Lo más probable en este estrato, si se llega a producir una superficie de rotura, es que ocurra en las franjas de limo. Por tal motivo, es preciso conocer sus parámetros mecánicos para que pueda obtenerse un análisis de estabilidad representativo de la zona de estudio.

Los detalles del ensayo y resultados se aprecian en la Fig. 3-35.

Localización	Morelia, Michoacán, México	Fecha	4 de Diciembre del 2008
Solicitante	-	Ensaye	<b>798</b> Arena y limo café
Operador	Ing. Antonio Hurtado Beltrán	Tipo prueba	Rápida (UU), Saturada
Descripción de suelo	SUCS: SM (saturada), Sondeo: 3 Estrato -, Profundidad: 27.00-28.50 m		
Tipo de especimen	Compactado		
Preparación especimen	Compactado con pizón a 3 capas		



Especimen	A	B	C
Relación Vacíos, e	1.21	1.30	1.24
Permeabilidad, k (cm/seg)	-	-	-
Esfuerzo Normal, $\sigma_n$ (KN/m <sup>2</sup> )	36	80	146
Esfuerzo Corte max, $\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )	77.45	104.80	182.66
Cohesión, C (KN/m <sup>2</sup> ) =			36.57
Ángulo de fricción interna $\phi$ , (°) =			44.25

Comentarios y observaciones:
La muestra y los datos de campo fueron proporcionados por el solicitante. Se realizó un remoldeo con la humedad con que la muestra fue recibida. Durante la prueba la muestra fue sometida a un periodo de saturación para representar las condiciones de campo.

FIG. 3-35 RESULTADOS DE REISTENCIA AL CORTE DIRECTO PARA LA ARENISCA LIMOSA

#### 3.3.3.5 Clasificación geomecánica RMR de los materiales encontrados

Con la información que se obtuvo con el levantamiento de las características de las discontinuidades en los afloramientos, el examen hidrológico superficial y los ensayos en la matriz



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

rocosa, se definió su competencia utilizando la clasificación geomecánica RMR (Rock Mass Rating, Bieniawski, 1989). La clasificación geomecánica RMR sólo se aplicó para el material de tipo rocoso por obvias razones, la competencia de los materiales tipo suelo quedó definida con ensayos propicios para esta clase de material.

TABLA 3-8 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS ESTRATOS ROCOSOS OBTENIDOS EN LOS SONDEOS DE EXPLORACIÓN

Parámetros de clasificación	Puntuación de materiales				
	A	B	C	D	E
	Igriñibrita poco solcada y allerada (Sondeo-3)	Arena limosa y fragmentos de roca muy alterados (Sondeo-3)	Brecha volcánica poco alterada (Sondeo-3)	Igriñibrita solcada (Sondeo-2)	Arcilla dura de alta plasticidad (Sondeo-1)
Resistencia de la matriz rocosa	1	-	2	2	-
RQD	3	-	13	3	-
Separación entre diaclasas	5	-	10	10	-
Longitud de la discontinuidad	6	-	4	4	-
Abertura	1	-	1	1	-
Rugosidad	1	-	1	3	-
Relleno	6	-	6	6	-
Alteración	1	-	5	3	-
Agua freática	7	-	10	10	-
<b>Puntuación</b>	<b>31</b>	<b>-</b>	<b>52</b>	<b>42</b>	<b>-</b>
<b>Clase</b>	<b>IV</b>	<b>-</b>	<b>III</b>	<b>III</b>	<b>-</b>
<b>Calidad</b>	<b>Mala</b>	<b>-</b>	<b>Media</b>	<b>Media</b>	<b>-</b>

Para el factor de resistencia de la matriz rocosa se consideraron los resultados, donde fue posible, de la resistencia media a la compresión uniaxial como prioridad, en su defecto, se tomó como base los índices de carga puntual de cada estrato considerado. Las correlaciones entre el índice de carga puntual y la resistencia a la compresión uniaxial poseen mucha dispersión en materiales con un alto grado de alteración, de tal suerte, que los valores de la resistencia a la compresión uniaxial suelen ser más representativos del material, sin embargo, con ellos se obtienen puntuaciones un poco inferiores para este factor de la clasificación geomecánica.

En el factor de estado de las discontinuidades, la separación entre diaclasas en los materiales más fracturados, se determinó en función de la longitud media que presentaban los núcleos de roca recuperados para cada uno de los estratos. En los materiales donde fue posible observar afloramientos en superficie, se tomó en cuenta la separación de las discontinuidades, como ocurre con el estrato de brecha volcánica. En general, no se apreció relleno entre las discontinuidades para los diferentes estratos y la abertura máxima rondaba los 5 mm para la familia principal de discontinuidades verticalizadas. La mayoría de las discontinuidades tiene una rugosidad ondulada y el grado de alteración se agudiza para los estratos más profundos.



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

Para la determinación del factor de nivel de aguas freáticas, la referencia fue la inspección hecha en superficie, donde únicamente se encontraron dos puntos con surgencias algo raquíticas de agua a una altura media-alta de la loma, lo que hace suponer que en los estratos superficiales no existe presencia importante de agua, dándose ésta en realidad para los estratos más profundos.

#### 3.3.3.6 Parámetros mecánicos de los materiales

Con los resultados de los ensayos en los diferentes materiales encontrados y la clasificación geomecánica realizada, se definen en la Tabla 3-9 los parámetros promedio que servirán de referencia para llevar a cabo el análisis de estabilidad del deslizamiento SEDUE.

TABLA 3-9 PARÁMETROS MECÁNICOS DE LOS MATERIALES ENCONTRADOS

Parámetros de clasificación	Puntuación de materiales				
	A	B	C	D	E
	Ignimbrita poco soldada y alterada (Sondeo-3)	Arena limosa y fragmentos de roca muy alterados (Sondeo-3)	Brecha volcánica poco alterada (Sondeo-3)	Ignimbrita soldada - promedio (Sondeo-2)	Arcilla dura de alta plasticidad (Sondeo-1)
Profundidad de SONDEO, m	39.00-?	11.20-39.00	0.00-11.20	0.00-30.00	0.00-20.00
Valoración RMR, %	31	-	52	42	-
Calidad	Mala	-	Media	Media	-
Cohesión, kg/m <sup>2</sup>	1.50	0.37	2.50	2.00	2.00
Ángulo de fricción interna, °	20	44	30	25	0
Peso específico seco, t/m <sup>3</sup>	1.53	1.24	1.88	1.67	1.40
Peso específico saturado, t/m <sup>3</sup>	1.85	1.72	1.97	1.95	2.00
Módulo de deformación empírico RMR, E <sub>M</sub> (Gpa)	3.35	-	11.22	6.31	-
Módulo de Young dinámico, E <sub>d</sub> (GPa)	6.19	-	9.73	13.51	-
Relación de Poisson, ν <sub>d</sub>	0.250	-	0.250	0.250	-

“La clasificación RMR proporciona valores estimativos de la cohesión y ángulo de rozamiento interno del macizo rocoso que pueden ser útiles especialmente en rocas de mala calidad con roturas de tipo curvo y permite la estimación del módulo de deformación del macizo (Ayala-Carcedo, et al., 2006)”.

Para definir el módulo de elasticidad empírico se utilizó la correlación de Serafim y Pereira (1983), especialmente válida para macizos rocosos de calidad RMR media-baja (10<RMR<50).

$$E_m \text{ (GPa)} = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$



### 3.4 Análisis de estabilidad global del deslizamiento SEDUE en el escarpe de falla “La Paloma”

Para realizar el análisis de estabilidad global de la zona donde se ubica el deslizamiento SEDUE es preciso contar con la figuración de los estratos presentes en el terreno, parámetros mecánicos del material, niveles freáticos de agua, grietas de tracción, etc.

Con ayuda de la información recabada de la geofísica, los sondeos exploratorios y los ensayos de laboratorio se pueden crear modelos que representen condiciones lo más apegado a la realidad. Sin embargo, cuando se verifica la estabilidad global de una ladera se tienen que realizar algunas simplificaciones principalmente con estratigrafías variables, por lo que se tienen que definir regiones o zonas con características similares que simplifiquen el análisis del caso sin dejar de ser representativo.

#### 3.4.1 Modelos de análisis del terreno

En esta sección se presentan los modelos creados a partir de la información obtenida en los estudios geotécnicos.

##### 3.4.1.1 Modelo geológico

Con la ayuda de la estratigrafía de los sondeos eléctricos verticales y los sondeos de perforación, se definió un modelo geológico para la sección crítica de la zona del deslizamiento SEDUE, que se simplificó a cinco estratos principales.

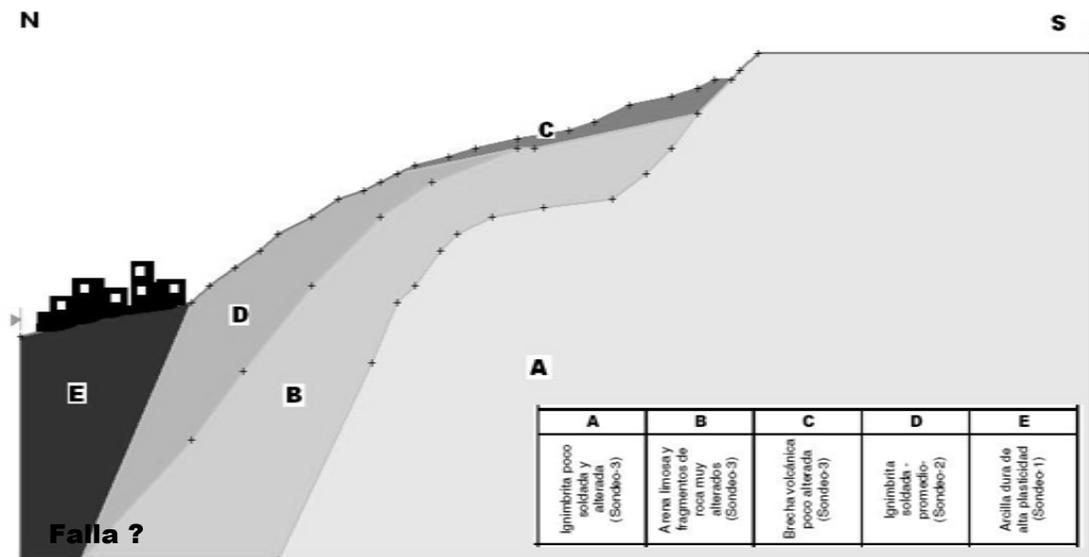


FIG. 3-36 MODELO GEOLÓGICO DE LA SECCIÓN CENTRAL DEL DESLIZAMIENTO SEDUE (BLVD. DR. IGNACIO CHÁVEZ)



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

Debajo del estrato de arcilla (E) no pudo obtenerse la profundidad a la cual se encuentra el estrato rocoso debido a que el Sondeo 1 sólo alcanza los 20 m. Para determinar la estructura geológica que se tiene en este punto del perfil es necesario realizar un sondeo geofísico a gran profundidad que defina la forma que tiene la falla geológica de La Paloma. Sin embargo, hay que considerar que por tratarse de un lugar urbanizado las maniobras para llevar a cabo la tarea resultarán de gran complejidad.

En la plataforma de la loma se sabe de la presencia de un estrato de roca riolítica de cierta competencia que no se tomó en cuenta en el modelo debido a que las exploraciones no alcanzaron esta parte. De cualquier manera, el considerar esta región como si se tratara del material A, resulta una condición más crítica para el análisis.

#### 3.4.1.2 Modelo geomecánico

El modelo geomecánico se determinó una vez concluidos los ensayos de laboratorio y de campo, para asignar las diferentes propiedades que le corresponden a cada una de las regiones definidas en el modelo geológico. Este modelo geomecánico es la base para realizar el análisis de estabilidad global de la zona. Sirve también para evaluar los distintos escenarios de los taludes del proyecto interactuando con la ladera.

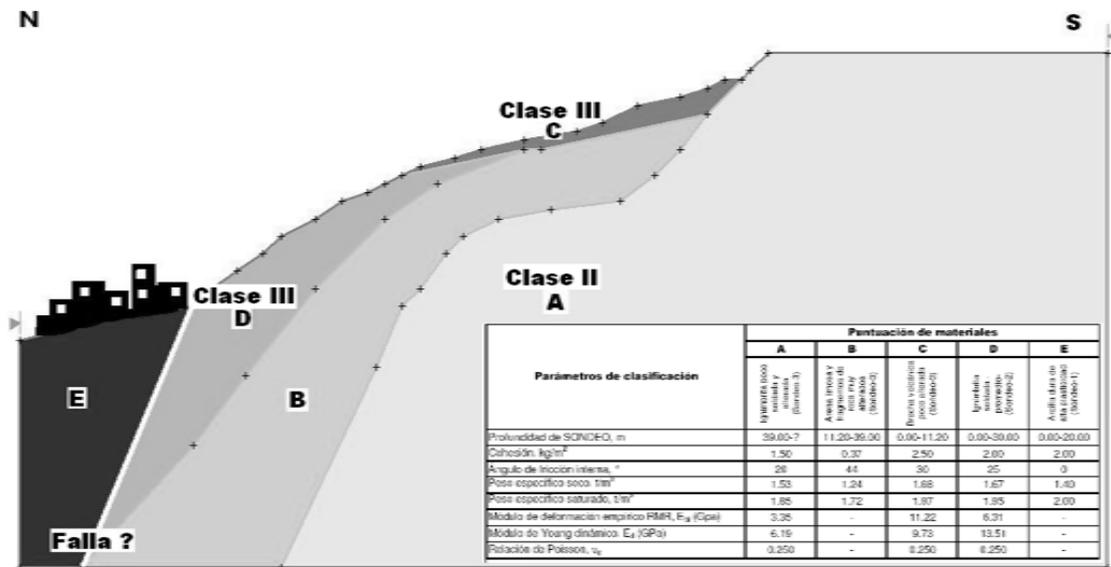


FIG. 3-37 MODELO GEOMECAÁNICO DE LA SECCIÓN CENTRAL DEL DESLIZAMIENTO SEDUE

Como podemos observar, la sección estudiada es una estructura compleja, donde se tienen estratos con el comportamiento de macizos rocosos fracturados (A, D, C), estratos de suelo



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

friccionante (B) y depósitos de suelo cohesivo (E), además, al pie de la ladera se halla la falla geológica La Paloma.

#### 3.4.2 Análisis de estabilidad de taludes

Para los análisis de estabilidad se utilizó el software "Slide 5.0 (Rock Science)" para superficies de rotura circulares. El macizo rocoso de la zona del deslizamiento SEDUE está altamente fracturado en los estratos más profundos y con mayor espesor, lo que hace suponer que el tipo de falla probable sea similar a la que se suscita en materiales tipo suelo.

##### 3.4.2.1 Análisis de estabilidad global de la ladera

La estabilidad global de la sección analizada será revisada bajo distintos escenarios para considerar la respuesta que tiene a factores externos llevados a niveles críticos, como aumentos en la presión de poro por lluvias extraordinarias, cargas excesivas lugares vulnerables, eventos sísmicos, etc.

Todos los escenarios se consideran estables cuando su factor de seguridad es mayor que 1.5 (FS=1.5) a excepción de aquellos en donde se toma en cuenta el factor sísmico, los que se consideran con cualquier valor mayor a 1 (FS>1). El coeficiente utilizado para hacer en análisis por sismo es de 0.15 en sentido horizontal y 0.015 en sentido vertical.

##### 3.4.2.1.1 Escenario 1. Ladera saturada sin sismo

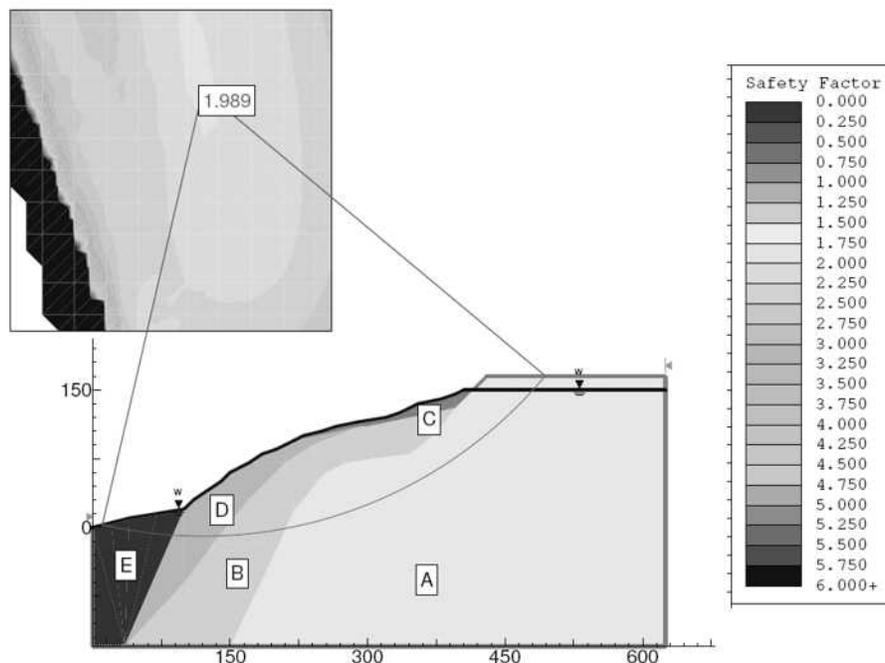


FIG. 3-38 SATURADO SIN SISMO FS=1.989



**CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico**

3.4.2.1.2 *Escenario 2. Ladera no saturada con sismo*

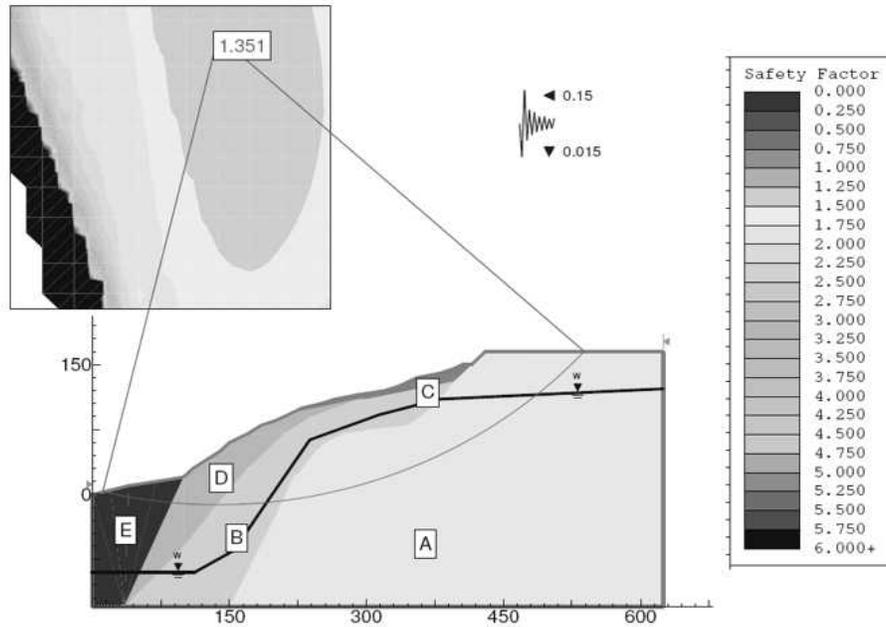


FIG. 3-39 NO SATURADA CON SISMO FS=1.351

3.4.2.1.3 *Escenario 3. Ladera saturada con grieta de tracción*

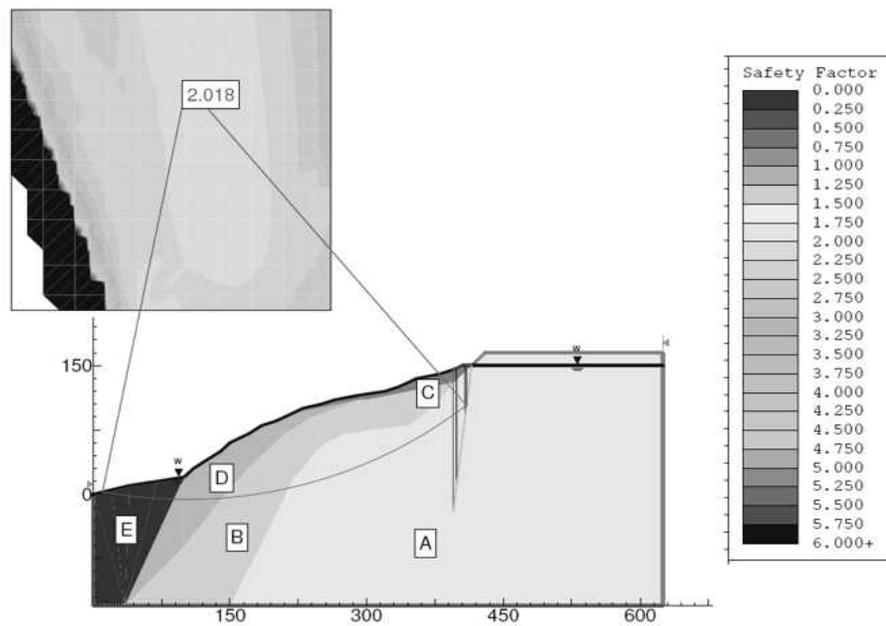


FIG. 3-40 SATURADA CON GRIETA DE TRACCIÓN FS=2.018



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

#### 3.4.2.1.4 Escenario 4. Ladera no saturada con grieta de tracción y sismo

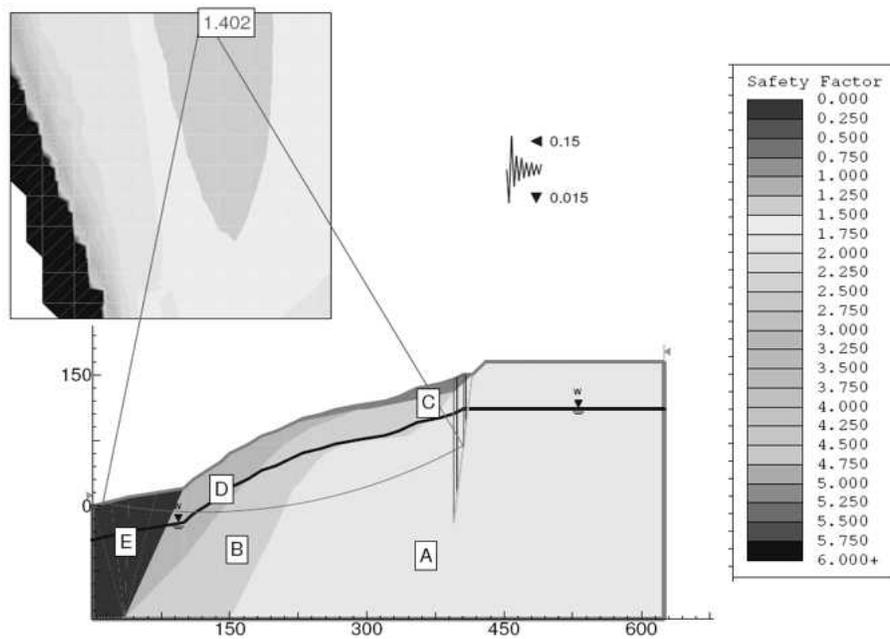


FIG. 3-41 NO SATURADA CON GRIETA DE TRACCIÓN Y SISMO FS=1.402

#### 3.4.2.1.5 Escenario 5. Ladera no saturada, con sismo, interactuando con una de las secciones de construcción más desfavorables del proyecto.

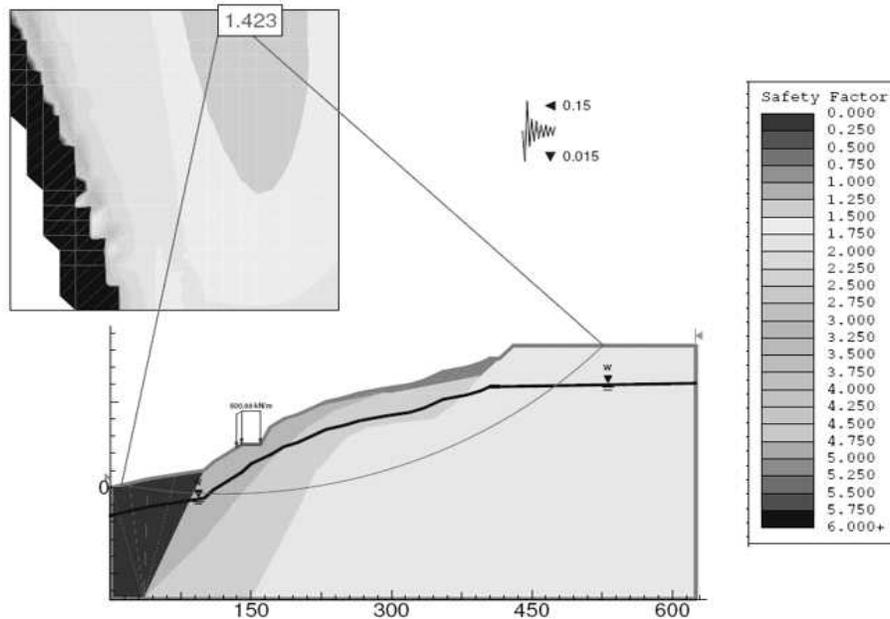


FIG. 3-42 NO SATURADA CON SISMO Y DESMONTE DE PROYECTO FS=1.423



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

En la Tabla 3-10 se proporciona un resumen de los factores de seguridad obtenidos para cada uno de los escenarios analizados.

TABLA 3-10 RESUMEN DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD OBTENIDOS PARA EL DESLIZAMIENTO SEDUE

Escenario	FS <sub>estable</sub>	FS <sub>obtenido</sub>
Ladera saturada sin sismo	FS>1.5	1.99
Ladera no saturada con sismo	FS>1.0	1.35
Ladera saturada con grieta de tracción	FS>1.5	2.02
Ladera no saturada con grieta de tracción y sismo	FS>1.0	1.40
Ladera no saturada con sismo y desmonte crítico	FS>1.0	1.42

#### 3.4.2.2 Análisis de sensibilidad

Se hizo un análisis de sensibilidad para los materiales que conforman el cuerpo de la ladera. Con ello, se sabe que el parámetro que más influye en la estabilidad es el ángulo de fricción interna, restándole importancia en este caso, a la cohesión y al peso específico de los materiales (Fig. 3-43). El análisis de sensibilidad se hizo para el escenario “Ladera no saturada con sismo interactuando con la sección más desfavorable del proyecto”.

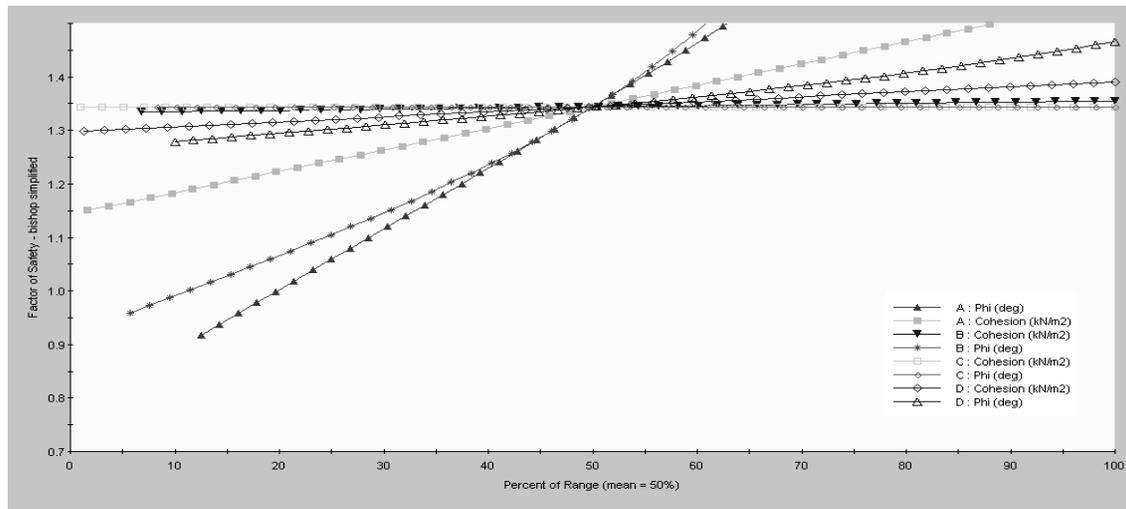


FIG. 3-43 RELACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL DESLIZAMIENTO SEDUE CON RESPECTO A LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

De todos los estratos presentes en el terreno, el estrato de ignimbrita poco soldada y alterada (A) y el de arenisca limosa (B), de continuarse su alteración y degradación, son los que más repercuten en el factor de seguridad del deslizamiento SEDUE. Se presentan problemas de estabilidad cuando dichos materiales alcanzan valores menores a 10° en el ángulo de fricción interna. En la FIG se muestra la relación del factor de seguridad de la ladera cuando disminuye el



### CAPÍTULO 3. Revisión, reevaluación y complementación de un estudio geotécnico

ángulo de fricción interna del material correspondiente al estrato de ignimbrita poco soldada y alterada.

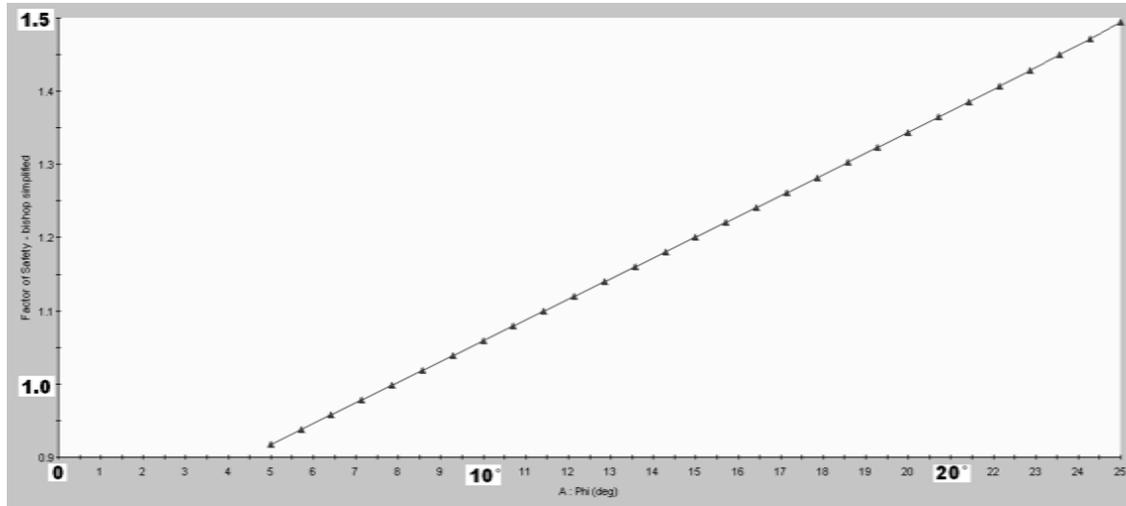


FIG. 3-44 FACTOR DE SEGURIDAD DE LA LADERA AL VARIAR EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL MATERIAL "A"



## **Conclusiones**

Al finalizar la investigación del tema se llegaron a las siguientes conclusiones:

### **a. Propuesta metodológica de los estudios geotécnicos en zonas de riesgo.**

Se revisaron criterios de distintos autores para ejecutar los estudios geotécnicos del terreno en obras lineales de gran extensión. La mayoría se basa en una zonificación que toma en cuenta factores diversos, a los cuales se les otorga un peso distinto dependiendo de la preponderancia que tienen en cada país o territorio.

Para el caso de México se considera adecuada una zonificación del terreno por categorías de riesgo ante deslizamiento, que tome en cuenta los aspectos sociales y económicos del entorno, así como las características geométricas y geológicas de los elementos geomorfológicos presentes en el área de estudio.

La zonificación por riesgo es la propuesta que se hace en este trabajo para resolver la incertidumbre en cuanto al grado de detalle con que deben ser abordados los diferentes problemas geotécnicos en el área de influencia del proyecto carretero. Con ello, se evitan costes excesivos de los estudios en lugares donde no se requiere tanto nivel de detalle y se garantiza una adecuada exploración que proporcione información de los materiales donde se precise esa necesidad.

Otra de las propuestas hechas es la estimación cualitativa del grado de amenaza ante deslizamiento de una ladera (aplicando la metodología de *Suárez Díaz*), que se recomienda aplicar durante el reconocimiento de campo en la fase de estudios preliminares, para justificar el estudio profundo de los taludes naturales (definiendo un factor de seguridad), sólo para aquellos casos donde el grado de amenaza alcance las categorías de grado "Alto" y "Muy Alto". Con lo anterior, se puntualiza aún más el estudio de las áreas potencialmente inestables, abatiendo el coste de la exploración.

A grandes rasgos el procedimiento a seguir que se recomienda es el siguiente:

#### **Estudios preliminares:**

- ❖ *Recopilación de la información disponible del área de influencia del proyecto*
- ❖ *Zonificación por riesgo e información geotécnica de los materiales que ha de ser conseguida.*
- ❖ *Reconocimiento de campo y evaluación cualitativa de la amenaza ante deslizamiento para las laderas en categoría de riesgo alta.*

#### **Estudios de detalle:**

- ❖ *Exploración del terreno y selección de ensayos in situ y/o laboratorio más viables para obtener información geotécnica de los materiales demanda en la zonificación por riesgo, dependiendo de las circunstancias que rodeen cada caso.*



## **CONCLUSIONES.**

---

### **b. Observaciones al proyecto seleccionado**

Uno de los errores más evidentes del estudio geotécnico tomado como base del análisis, es el hecho de entender como estudio geotécnico a la determinación de las características de los materiales que han de ser utilizados para terraplenar o pavimentar la obra, olvidándose de las características del terreno que se tiene en el sitio de proyecto. Es necesario darle mayor peso a la exploración del terreno de sustentación, pues es el punto de partida para el diseño y revisión de las laderas y los taludes de la obra.

De todas las fases expuestas para realizar los estudios geotécnicos, se aprecia que los estudios de detalle son los menos evaluados en el proyecto seleccionado. Los estudios de detalle dependen en gran medida del grado de exploración al que se quiera llegar. Al no existir un criterio que defina ese nivel de detalle en los estudios del terreno, la mayoría de los proyectos optan por esquivar esta fase de la investigación, dando como resultado, diseños con parámetros de los materiales poco relacionados con las condiciones in situ.

El proyecto Vialidad Panorámica Ecológica no define la estabilidad global de la ladera donde se pretende emplazar, poniendo en entredicho su viabilidad, a pesar de que ubica en una zona considerada como de alto riesgo por la problemática geológica que presenta. En todo proyecto carretero debe evaluarse en primer lugar la estabilidad global de las laderas para justificar técnicamente la viabilidad de la obra en el sitio, en caso contrario debe rechazarse su ubicación y buscar otras alternativas de emplazamiento.

La información que faltó recabar para hacer en el análisis de estabilidad en la zona de riesgo son las siguientes: sondeos exploratorios para definir la estratigrafía y disposición de los materiales constituyentes de la ladera, extracción de muestras de los materiales a diferentes profundidades, y ensayos in situ y/o laboratorio para decretar los parámetros mecánicos del material que serán utilizados en los análisis de estabilidad.

### **c. Resultados de los análisis de estabilidad realizados.**

Los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad para la sección central del deslizamiento SEDUE (localizada frente al Blvd. Dr. Ignacio Chávez), muestran un factor de seguridad por encima del mínimo aceptado de 1.5, lo que hace suponer que el deslizamiento SEDUE tiene pocas posibilidades de presentar un movimiento en masa a gran escala. Hay que aclarar que el análisis únicamente es válido para la sección que fue analizada, siempre y cuando, mantenga su configuración y los materiales constituyentes no se vean sometidos a procesos agresivos que alteren sustancialmente sus propiedades mecánicas.

Los escenarios con los que se evaluó la estabilidad del deslizamiento SEDUE son los siguientes: ladera saturada sin sismo, ladera no saturada con sismo (coeficiente sísmico horizontal y vertical;  $C_{sH}=0.15$ ,  $C_{sV}=0.015$ ), ladera saturada con grieta de tracción, ladera no saturada con



## **CONCLUSIONES.**

---

grieta de tracción y sismo, y ladera no saturada con sismo e interactuando con una de los escenarios locales más desfavorables de la vialidad proyectada. En todos los casos se obtuvieron factores de seguridad por encima de los valores críticos ( $FS > 1.5$  sin sismo,  $FS > 1.0$  con sismo).

El análisis de sensibilidad realizado mostró que el material que más injerencia tiene en la estabilidad de la ladera es el estrato más profundo de ignimbrita blanca poco soldada y alterada (Material "A" en el modelo geológico). Si el material sufre un deterioro que disminuya su ángulo de fricción interna a niveles por debajo de los  $10^\circ$  el factor de seguridad cae hasta el rango de inestable. Es necesario señalar que el análisis únicamente considera el impacto ante el deterioro de una propiedad mecánica en uno de los materiales presentes en la ladera, obviamente, la afectación a la estabilidad se incrementa cuando se toma en cuenta el deterioro que sufren en mayor o menor grado todos los materiales constituyentes del terreno. Se recomienda en este caso realizar ensayos de alterabilidad en los materiales para estimar la estabilidad de la ladera asumiendo condiciones más precisas de deterioro.

El deslizamiento SEDUE tiene zonas con problemas locales de inestabilidad. En el escarpe situado cerca de la corona, en la parte alta de la loma, existe evidencia de actividad por desprendimiento y vuelco de bloques y fragmentos de roca, los cuales pueden afectar la vialidad proyectada e incluso a los asentamientos urbanos situados debajo del escarpe. En los depósitos de pié de talud, en la parte baja del escarpe, también se tienen complicaciones locales de inestabilidad, por la propia naturaleza poco consolidada o casi suelta, de los materiales de depósito. La problemática puede apreciarse en los pavimentos construidos en esta zona que comienzan a abombarse y en las grietas que aparecen en algunas viviendas. Si se continúa construyendo sobre la franja de depósitos de talud, el peso de las nuevas estructuras seguirá propiciando movimientos al pié de la loma de Santa María.

### **d. Futuras líneas de investigación**

La guía propuesta para llevar a cabo los estudios geotécnicos para taludes de proyectos carreteros, debe ser aplicada en diferentes casos para medir las ventajas que proporciona.

La zonificación por riesgo que se presenta, los parámetros recomendados a determinar en los materiales y la metodología para la estimación del grado de amenaza ante deslizamiento, debe ser calibrada para que proporcione resultados representativos al tipo de terreno que se tiene en México, ya que la mayoría está basada en criterios y valores utilizados por otros países de acuerdo a sus condiciones geológicas, climáticas, económico-sociales, etc.

La estabilidad del deslizamiento SEDUE debe ser verificada en otras secciones debido a la estratigrafía cambiante que presenta la zona en el sentido longitudinal a la falla y que puede cambiar su factor de seguridad. Se recomienda para estas nuevas secciones, realizar sondeos de perforación con recuperación de núcleo planeadas de acuerdo a la información que se tiene de los



## **CONCLUSIONES.**

---

SEV's en el lugar, para conseguir nuevas muestras del material en los estratos donde se asumieron las simplificaciones y corregirlas en caso necesario.

Para la sección estudiada del deslizamiento SEDUE no se pudo determinar la posición del estrato rocoso bajo el estrato de arcilla (Material "E" en el modelo geológico), con lo cual no logró definirse la configuración estructural que tiene la falla La Paloma en el sitio analizado. Se sugiere hacer una inspección profunda que elimine esta incertidumbre para tomarla en cuenta en las modelaciones del terreno.

Se plantea realizar un estudio puntual de los materiales de depósito de talud situados al pie del escarpe La Paloma, para verificar su estabilidad local y el comportamiento que tendrá en el futuro de seguirse urbanizando la zona con la construcción de estructuras que le adicionen nuevos esfuerzos.



## Bibliografía

- Alarcón, E., “*Respuesta dinámica de suelos*”, Universidad Politécnica de Madrid, Cap. 13 pp. 309-354, Madrid, España, 1989.
- Arreygue-Rocha, E., Garduño-Monroy, V.H., Canuti, P., Casaglie, N., Iotti, A., Chiesa, S. “*Análisis geomecánico de la inestabilidad del escarpe La Paloma en la Ciudad de Morelia, Michoacán, México*”, Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, México, pp. 91-106, 2002.
- Arreygue-Rocha, E., Chávez-Negrete, C., Alarcón-Ibarra, J., “*Informe de los sondeos exploratorios en la zona de la falla de SEDUE en la loma de Santa María*” Centro de Ingeniería y de Estudios Especializados, Morelia, Michoacán, México, 2007.
- Arreygue-Rocha, E., Chávez-Negrete, C., Alarcón-Ibarra, J., “*Informe del estudio de la zona de la falla de SEDUE en la loma de Santa María*” Centro de Ingeniería y de Estudios Especializados, Morelia, Michoacán, México, 2007.
- Arreygue-Rocha, E., Chávez-Negrete, C., Alarcón-Ibarra, J., “*Informe de revisión de los proyectos ejecutivos de la Vialidad Panorámica y Túnel Vial*” Centro de Ingeniería y de Estudios Especializados, Morelia, Michoacán, México, 2007.
- Ayala-Carcedo, F.J., Andreu-Posse, F.J., “*Manual de Ingeniería de Taludes*”, Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, España, pp. 7-114, 2006.
- Echeverría, R., “*Ultrasonido*”, Universidad Nacional del Comahue, Laboratorio de ensayos no destructivos, 2002.
- Geotechnical Control Office, Engineering Development Department, “*Geotechnical Manual for Slopes*”, Government Publication Centre, Hong Kong, pp. 295, 1984.
- Texas Department of Transportation, “*Geotechnical Manual*”, Chapter 7, 2006.
- González-deVallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C., “*Ingeniería Geológica*”, Pearson Educación, Madrid, Cap. 3, 6, 9 y 14, 2002.
- Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI). “*Guía para la interpretación de cartografía fotografía aérea*”, Aguascalientes, México, pp. 4-17, 2006.
- León Macín, A., “*Manifestación de impacto ambiental de la Vialidad Panorámica Ecológica y Túnel Vial*”, Morelia, Michoacán, México, 2007.
- Memoria del curso internacional sobre análisis de riesgo en taludes y cortes carreteros, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Querétaro, México, 2007.



## ÍNDICES ESPECIALES.

---

- Mendoza-López, M.J., Domínguez-Morales, L., *“Estimación de la amenaza y el riesgo de deslizamientos en laderas”*, México, pp. 135-176, 2004.
- Michael-Duncan, B.J., “Landslides investigation and mitigation, special report 247”, Transportation Research Board National Research Council, Keith-Turner, Robert-Shuster Editors, Chapter 13 pp. 367-368.
- “Proyecto ejecutivo para la construcción de la Vialidad Panorámica Ecológica de la Av. Sansón Flores-Loma de Santa María”*, Morelia, 2006.
- Rico-Rodríguez, A., “La ingeniería de los suelos en las vías terrestres: Carreteras, ferrocarriles y aeropistas”, Limusa, México, Vol. 1 pp. 277-383, 2006.
- Schuster, R.L. *“The 25 most catastrophic landslides of the 20th Century”*, Landslides, Proc. 8<sup>th</sup> Int. Conf. and Field Trip on Landslides, Granada, España, pp. 53-62, 1996.
- Suárez-Díaz, J. *“Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales”*, Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Bucaramanga, Colombia, pp. 548, 1998.