

## **6. PELIGROSIDAD DE DESLIZAMIENTOS ACTIVADOS POR TERREMOTOS**

### **6.1. INTRODUCCIÓN**

En la actualidad existen muchas publicaciones que muestran diferentes metodologías de evaluación de peligrosidad de deslizamientos según los diferentes grupos de trabajo. Algunas técnicas se basan en la determinación directa de la peligrosidad usando mapas geomorfológicos, mientras que otras se basan en la determinación indirecta de la peligrosidad mediante modelos estadísticos y determinísticos, que interrelacionan los factores de relieve y la distribución de los deslizamientos (Van Westen et al., 1999). Existen trabajos que combinan las dos técnicas, directas e indirectas.

La variedad de trabajos muestran que, en la mayor parte de los países no existen normativas específicas sobre la obtención de estos mapas de zonificación. Ante todo la función de estos mapas es informar a la protección civil, cuyo objeto prioritario es la protección de la vida humana, aunque también deberían ser considerados en la planificación del uso del terreno.

De otro lado, son pocos los trabajos de zonificación de la peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos en los que incluya la causa sísmica, siendo éste el propósito del presente capítulo, en el que se incluye una revisión del estado del arte de las diferentes metodologías y se sugiere aquella que más se ajuste a las condiciones de las zonas más urbanizadas del Principado de Andorra.

Se propone la zonificación con ayuda de modelación geotécnica, con modelos como el del bloque deslizante que se ha aplicado al sismo de Northridge, California, 1994 (Jibson et al., 1998), para la obtención de mapas de peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos, especialmente para deslizamientos con fallas planares y traslacionales. Hay que recordar que la acción introducida por un terremoto, así sea de magnitud moderada como es el caso del Principado, se produce instantáneamente y es más severa que en el caso de movimientos inducidos por lluvias que son más graduales y con aceleraciones y velocidades menores.

La topografía de alta montaña que presenta el Principado más la rigurosa climatología, aunado a la posibilidad de presentarse un sismo predisponen al desencadenamiento de

deslizamientos. El gran desarrollo urbanístico que presenta el Principado desde mediados del siglo XX, hace que sea un referente a nivel mundial en cuanto a la necesidad de gestión del riesgo que suponen los deslizamientos.

La finalidad de este tipo de investigación es la de establecer, en un futuro, una normativa de la construcción de obras civiles y un documento de ayuda para la orientación del desarrollo urbano.

## **6.2. PELIGROSIDAD DE DESLIZAMIENTOS ACTIVADOS POR TERREMOTOS: ESTADO DEL ARTE**

### **6.2.1. Historia de deslizamientos activados por sismos**

Los sismos han tenido un largo reconocimiento como la mayor causa de deslizamientos. Los deslizamientos inducidos por sismos han sido documentados desde 373 o 372 A.C. (Seed,1968) y han causado decenas de miles de muertos y billones de dólares en pérdidas económicas durante el siglo pasado en todo el mundo. A pesar de su geomorfología y significancia económica, los deslizamientos inducidos por sismos aún no son bien comprendidos. Entre otras preguntas sin responder están: Qué número y distribución de deslizamientos dependen de la magnitud de un sismo, intensidad del movimiento y otros parámetros sísmicos?. Qué tipos de deslizamientos son causados por terremotos?. Cuántos de estos tipos son más peligrosos para las vidas humanas y bienes inmuebles?. Qué materiales geológicos son más susceptibles para deslizarse con terremotos?. Los terremotos han reactivado deslizamientos que originalmente han sido activados por causa no sísmicas ?.

Para responder estas preguntas, inicialmente Keefer (1984), ha estudiado deslizamientos atribuidos a 40 terremotos históricos seleccionados como muestra para deslizamientos con variada climatología, geología y sismicidad en regiones de la Tierra con mayor actividad sísmica. Estos deslizamientos originados por terremotos de magnitudes comprendidas entre 5.2 y 9.5, son listados en la tabla 6.1.

Entre los 40 sismos estudiados, Keefer, (1984), clasificó y determinó los deslizamientos de cada tipo. La clasificación se realizó por descripciones escritas, fotografías y observaciones de campo. El número de deslizamientos fue determinado por un conteo directo o por delimitación de áreas afectadas por los deslizamientos y se estimó el número de deslizamientos por unidad de área. La calibración más reciente ha usado observaciones de campo, medidas sobre fotografías aéreas y mapas detallados de deslizamientos inducidos por sismos en diferentes terrenos de algunos terremotos.

El número de deslizamientos causados por sismos generalmente se incrementa con el incremento de la magnitud. Por ejemplo, los sismos en la tabla 6.2 con  $M < 5.5$  causaron pocas decenas de deslizamientos, mientras que sismos con  $M > 8.0$  han causado algunos miles por lo menos. No obstante, las condiciones geológicas locales y los parámetros sísmicos también han determinado el número de deslizamientos activados. Además, en anomalías aparentemente ciertas, la tendencia en aumentar el número de deslizamientos

Peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos

en relación con la magnitud son debidas a inexactitudes en los métodos usados o a la incompleta cobertura geográfica de los datos de algunos sismos.

En la tabla 6.2 también se presentan deslizamientos pre-existentes reactivados en cada sismo. Las reactivaciones son más probables durante movimientos sísmicos que son más fuertes que los que causaron los deslizamientos pre-existentes o durante un terremoto que ocurrió donde pre-existían debido a otras causas y que son marginalmente estables.

Earthquake	Date	Magnitude	Focal depth (km)	Maximum Modified Mercalli Intensity	Fault-rupture zone definition
1. New Madrid, Missouri	16 Dec 1811	7.5*	--	X-XI	--
	23 Jan 1812	7.3*	--	IX	--
	7 Feb 1812	7.8*	--	X-XI	--
2. Charleston, South Carolina	1 Sep 1886	6.8	--	X	--
3. San Francisco, California	18 Apr 1906	7.9 <sup>†</sup> (8.25-8.3)	<20	XI	f
4. Kamsu (Haiyuan), China	16 Dec 1920	7.8 <sup>†</sup> (8.5)	25	XI-XII <sup>‡</sup>	f
5. Bihar, India-Nepal	15 Jan 1934	8.1 <sup>†</sup> (8.3)	15	X	i
6. Imperial Valley, California	19 May 1940	7.1	16	X	f
7. Vancouver Island, Canada	23 Jun 1946	7.2-7.3	30	VIII	g
8. Fukui, Japan	28 Jun 1948	7.25-7.3**	14-33	IX-X <sup>‡</sup>	--
9. Puget Sound, Washington	13 Apr 1949	7.0	70	VIII	--
10. Khait, U.S.S.R.	10 Jul 1949	7.6	20-28	--	--
11. Assam, India	15 Aug 1950	8.6 <sup>†</sup> (8.6-8.7)	14	X	--
12. Daly City, California	22 Mar 1957	5.3 <sup>††</sup>	7-11	VII	a+k
13. Southeast Alaska	10 Jul 1958	7.7 <sup>†</sup> (7.9)	15	XI-XII	f
14. Hebgen Lake, Montana	18 Aug 1959	7.1**	10-12	X	f
15. Chile	22 May 1960	9.5 <sup>†</sup> (8.3-8.5)	<70	XI-XII	--
16. Alaska	28 Mar 1964	9.2 <sup>†</sup> (8.3-8.4)	20-50	X-XI	t
17. Niigata, Japan	16 Jun 1964	7.3	40	VIII	s
18. Puget Sound, Washington	29 Apr 1965	6.5	58-63	VII-VIII	--
19. Parkfield-Cholame, California	28 Jun 1966	6.2	4-10	VII-IX	f
20. Inangahua, New Zealand	23 May 1968	7.1	12-21	X-XI	--
21. Peru	31 May 1970	7.9 <sup>†</sup> (7.8)	35-43	VIII	a
22. Madang, Papua New Guinea	31 Oct 1970	7.1	41	VIII-IX	a
23. San Fernando, California	9 Feb 1971	6.5	8-13	XI	f+a
24. Honoma, Hawaii	26 Apr 1973	6.1	41-50	VIII	--
25. Indus Kohistan, Pakistan	28 Dec 1974	6.2	12	VIII	--
26. Kilauea, Hawaii	29 Nov 1975	7.1	5	VIII	f
27. Guatemala	4 Feb 1976	7.5	5	IX	f
28. Khulm, Afghanistan	19 Mar 1976	5.5	33-77	VIII-IX	--
29. Friuli, Italy	6 May 1976	6.3-6.5	8-26	VIII-X <sup>‡</sup>	a
30. Darien, Panama	11 Jul 1976	7.0	3	--	--
31. Tangshan, China	27 Jul 1976	7.5 <sup>†</sup> (7.7-8.0)	12-16	XI <sup>‡</sup>	f+a
32. Khurgu, Iran	21 Mar 1977	6.9	29	VIII+	--
33. San Juan Province, Argentina	23 Nov 1977	7.4	17	IX	a
34. Izu-Oshima Kinkai, Japan	14 Jan 1978	6.8	4	IX-X <sup>‡</sup>	f
35. Miyagi-ken-oki, Japan	12 Jun 1978	7.4	30	VII-IX <sup>‡</sup>	a
36. Santa Barbara, California	13 Aug 1978	5.6	13	VII	a
37. Homestead Valley, California	15 Mar 1979	5.2 <sup>††</sup>	<4	VI	f
38. Coyote Lake, California	6 Aug 1979	5.4	10	VII	f+a
39. Mount Diablo, California	24 Jan 1980	5.8	8	VI-VII	f
40. Mammoth Lakes, California	25 May 1980	6.1	8	VII	f

Notas: Fecha según meridiano de Greenwich; Ms= Magnitud de Richter de ondas superficiales ó como la anotada.  
 Datos de la definición de la zona de falla: f= Ruptura de falla superficial; a= Sacudida después del movimiento; i=Zona de máxima intensidad; g= Medición geodésica; t= Cambio de nivel de la placa tectónica; k=b Traza de la falla conocida; s= Área de tsunamis.

\*Ms, obtenida con relaciones entre magnitudes, atenuación de la escala de Mercalli Modificada y velocidad de la partícula.

†Mw, determinada por Kanamori (1977); Ms dada entre paréntesis.

‡, intensidad convertida a la escala de Mercalli Modificada usando relaciones según Medvedev (1962).

\*\*Determinación de la magnitud con método no reportado.

††Magnitud de Richter local (M<sub>l</sub>).

Tabla 6.1. Sismos históricos con deslizamientos estudiados (Según Keefer, 1984).



En la tabla 6.3 se muestra la cantidad de los diferentes tipos de deslizamientos inducidos por los 40 sismos considerados. Los deslizamientos más abundantes activados por sismos según Keefer (1984), han sido la caída de bloques, ruptura de deslizamientos en suelos y deslizamientos en roca.

Un estudio de sismos mundiales (Keefer, 1984), muestra que hay una correspondencia de los tipos y distribución de deslizamientos con los eventos sísmicos. Se ha clasificado los deslizamientos inducidos por sismos principalmente por el tipo de material, características del movimiento y secundariamente otras características tal como el grado de fracturación y el grado de saturación de los materiales. Se ha clasificado el material involucrado en los deslizamientos como roca o suelo antes de su iniciación. Roca significa, substrato rocoso o base rocosa intacta. Suelo significa, material suelto, sin consolidar o pobremente cementado agregado de partículas que pueden o no contener material orgánico. Ver tabla 6.3.

<b>TIPOS DE DESLIZAMIENTOS DEL NÚMERO TOTAL LISTADOS EN ORDEN DECRECIENTE</b>
<i>Muy abundantes: &gt;100.000 en los 40 sismos históricos</i>
<i>Caída de rocas Ruptura de deslizamientos de suelos Deslizamiento de rocas</i>
<i>Abundantes: 10.000 a 100.000 en los 40 sismos históricos</i>
<i>Desprendimiento lateral del suelo Hundimientos de suelo Deslizamientos de bloques de suelo Avalanchas de lodos</i>
<i>Moderadamente abundantes: 1.000 a 10.000 en los 40 sismos históricos</i>
<i>Desprendimiento de suelos Flujo rápido de lodos Hundimiento de rocas</i>
<i>Poco abundantes: 100 a 1.000 en los 40 sismos históricos</i>
<i>Deslizamientos subacuáticos Flujos lentos de lodo Deslizamientos de bloques Avalanchas de rocas</i>

*Tabla 6.3. Estimación del tipo de deslizamientos activados por sismos. (Keefer, 1984).*

Muchos deslizamientos inducidos por sismos son complejos e involucran dos o más modos de movimiento tanto en roca como en suelo; estos deslizamientos se han clasificado de acuerdo al modo predominante del movimiento y material.

Catorce tipos de deslizamientos se han identificado en la sismicidad histórica (Keefer,

1984), lo cuales se pueden clasificar en tres grandes categorías: deslizamientos fracturados y bloques, deslizamientos en material cohesivo y expansiones laterales y flujos.

El riesgo presentado por deslizamientos inducidos por sismos depende de su abundancia, su movimiento característico y de la distribución de la población y construcciones. Aunque todos los tipos de deslizamientos inducidos por sismos muestran algún peligro para las vidas, en la sismicidad histórica más del 90% de los deslizamientos han causado muertes, resultado de avalanchas de rocas, flujos rápidos de suelo y caída de bloques. (Keefers, 1984).

La avalanchas de rocas y flujos rápidos de suelo son las dos principales causantes de muertes, siendo similares en que los materiales pueden viajar varios kilómetros a altas velocidades sobre pendientes suaves de unos pocos grados de inclinación. La mayoría de las muertes causadas por estos deslizamientos quedan sepultadas en los sitios o son transportados a varios kilómetros de los sitios de iniciación de los deslizamientos.

El hecho de que en una particular pendiente se produzca un deslizamiento durante un sismo dependerá del empuje de los materiales de la ladera, de la pendiente geométrica, de las condiciones del nivel freático y del nivel del movimiento sísmico. Técnicas analíticas tratan estos factores y son explicados más adelante.

En la figura 6.1 (Keefers,1984), se muestra una relación entre el área afectada por los deslizamientos y la magnitud. Cada área fue dibujada alrededor de la localización de los deslizamientos activados por sismos de diferente magnitud. Las áreas afectadas por los deslizamientos presentan una fuerte correlación con la magnitud.

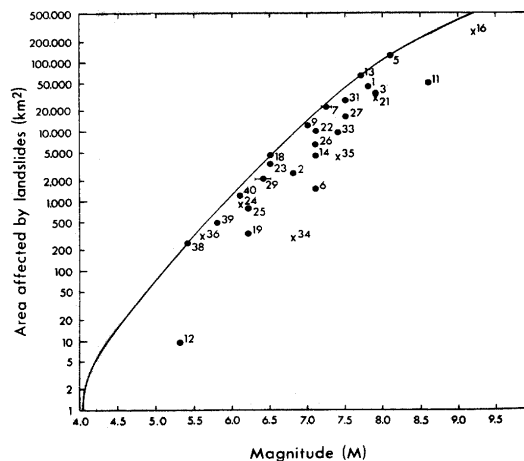


Figura 6.1. Área afectada por deslizamientos en función de la magnitud (Keefers,1984).

Se han escogido cinco medidas para relacionar los parámetros sísmicos con los deslizamientos. Estas medidas son:

- ✓ El terremoto más pequeño del que haya conocimiento de haber causado un

deslizamiento.

- ✓ La relación entre magnitud y área afectada por el deslizamiento.
- ✓ Relación entre la magnitud y la máxima distancia de los deslizamientos al epicentro.
- ✓ La relación entre la magnitud y máxima distancia de los deslizamientos de la ruptura de la falla, y
- ✓ La mínima intensidad de movimiento con la cual los deslizamientos son activados.

### **6.2.2. Ejemplos de grandes deslizamientos activados por sismos**

- **1906 Sismo de San Francisco**

El sismo con una magnitud de 7.7 causó miles de deslizamientos en un área de 32000 km<sup>2</sup> a lo larga de Arcata en el norte y cerca de King City sobre el sur. El deslizamiento causó varias docenas de muertes y causó significativos daños en edificios, vías, puentes, vías férreas y otros tipos de estructuras.

Los deslizamientos más numerosos se presentaron en bloques de roca y suelo, deslizamientos en roca, rotura de deslizamientos en suelo y hundimientos en suelo. Muchos hundimientos de suelo pre-existentes fueron reactivados, probablemente porque el sismo ocurrió durante un período lluvioso. En áreas de arenas sueltas, en la parte baja de San Francisco, empujes laterales y asentamientos del suelo y licuación de suelos fueron efectos que causaron daños significativos en las tres zonas más afectadas en un área de unos 3 km<sup>2</sup>. (Wilson y Keefer, 1985)

- **1933 Sismo de Long Beach**

El sismo con una magnitud de 6.2 causó daños entre Long Beach y Newport Beach en terraplenes en áreas de arenas húmedas cubiertas por lodos. En la zona residencial de Belmont Shore, rompió el pavimento produciendo unas grietas de unos 100 mm de ancho. Caídas de rocas y otros deslizamientos indeterminados se sucedieron en las montañas en cañones en la parte central de Angeles County, en la parte norte de San Clemente y en la parte noreste de Anacapa Island (Maher, 1933; Neumann, 1953).

- **1952 Sismo de Kern County**

El sismo con una magnitud de 7.5 causó cientos de deslizamientos en el noroeste de Sierra Nevada, en la montaña de Tehachapi y montaña de San Gabriel (Buwalda and St. Amand, 1955). Se produjeron típicos deslizamientos como caída de rocas, deslizamientos en roca, flujos rápidos de suelo, desprendimientos de deslizamientos en suelo, reactivación de deslizamientos existentes y deslizamientos profundos. Los deslizamientos bloquearon las vías por varias semanas y represaron varios cañones creando pequeños lagos. Las grietas reportadas cubrieron varios cientos de kilómetros

cuadrados entre Harbin y Maricopa (Steinbrugge and Moran, 1954; Wrne, 1955). Las grietas se asociaron con hundimientos de los suelos, los deslizamientos de bloques y expansiones laterales causaron significativos daños en vías y puentes. En total el área afectada por el deslizamiento en esta secuencia de sismos fue aproximadamente de 7000 km<sup>2</sup>. (Wilson y Keefer, 1985).

- **1971 Sismo de San Francisco**

El sismo con una magnitud de 6.6 se concentró en un área de montañas de 250 km<sup>2</sup> al norte de la superficie de la falla y también ocurrió en una franja de 3000 km<sup>2</sup> hacia el sureste de la región epicentral. Este deslizamiento causó pérdidas de por lo menos 135 millones de dólares en daños.

El sismo causó varios centenares de fallas en caídas de rocas, hundimiento de rocas, hundimientos en suelos y avalanchas de suelos (Morton, 1971, 1975).

- **1978 Sismo de Santa Bárbara**

El sismo con una magnitud de 5.6 a lo largo de 4 km de costa de Goleta Point causó docenas de pequeñas caídas de bloques, deslizamientos rocosos y caídas de suelo distribuidas en un área de 200 km<sup>2</sup>. Las caídas de grandes rocas en un volumen de unos 100 m<sup>3</sup> bloquearon las vías por más de 30 horas. (Wilson y Keefer, 1985).

- **1994 Sismo de Northridge**

El sismo con una magnitud de 6.7 activó más de 11.000 deslizamientos, cubriendo un área afectada cerca de 10.000 km<sup>2</sup>. La mayoría de los deslizamientos se concentraron en un área de 1.000 km<sup>2</sup> y fueron del tipo superficial, de 1 a 5 metros de profundidad, altamente fallados y deslizamientos en materiales sedimentarios poco cementados.

La mayoría de los deslizamientos recorrieron caminos de más de 50 metros y unos pocos viajaron hasta más de 200 metros. Se presentaron del orden de decenas quizás centenares de deslizamientos rotacionales (profundidad mayor a 5 metros) y deslizamientos de bloques, que excedieron los 100.000m<sup>3</sup> de volumen de material movido. La mayoría de los deslizamientos fueron reactivaciones de los ya existentes. (Wilson y Keefer, 1985).

### **6.3. SELECCIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS PARA DESLIZAMIENTOS INDUCIDOS POR TERREMOTOS**

Si se quiere saber si un talud en particular puede fallar durante un sismo, se debe dar respuesta a dos preguntas: *Qué tan estable estuvo el talud antes del sismo? y con qué severidad el sismo sacudió al talud?*

Así, se ha buscado un camino para expresar numéricamente la estabilidad dinámica de un talud y la severidad de un movimiento sísmico en iguales condiciones, es decir que se puedan comparar.



Se han desarrollado modelos matemáticos del mecanismo de los deslizamientos para medir y expresar la estabilidad del talud en condiciones estáticas (asísmico) y dinámicas (sísmico). Así mismo existen métodos basados en soluciones empíricas.

Para una información de los diferentes modelos que actualmente recomienda el PROGRAMA RISK-UE (Monge, 2002), se describen a continuación sus formulaciones:

Los parámetros de los diferentes métodos pueden ser clasificados de acuerdo a:

- ✓ Geometría (espesores de los estratos, pendiente);
- ✓ Características de los materiales;
- ✓ Movimiento ( Sitio versus sismo)
- ✓ Sismo

Todas las aproximaciones son fáciles de usar desde el punto de vista urbanístico y cartográfico.

Los métodos más convenientes según estos autores son los propuestos por Newmark (1965), Ambraseys y Menu (1988), Jibson (1994) y Monge (2002)

Los diferentes métodos citados requieren de una evaluación de la aceleración crítica para determinar el desplazamiento permanente inducido por deslizamientos. La aceleración crítica es la mínima aceleración pseudoestática requerida para producir la inestabilidad.

**Newmark (1965)** propuso una aproximación para el cálculo de la aceleración crítica:

$$Ac = 10 \cdot (FS - 1) \cdot \text{sen} \alpha \quad (6.1)$$

donde,

$FS$  = Factor de seguridad estático;

$\alpha$  = Pendiente en ( $^{\circ}$ ).

Newmark (1965), usando el método del bloque deslizante analizó varios movimientos sísmicos. Propuso un límite razonable para el desplazamiento permanente del suelo inducido por un sismo.

$$PGD = \frac{PGV^2}{2 \cdot Ac} \cdot \frac{PGA}{Ac} \quad (6.2)$$

donde,

$PGD$ , desplazamiento permanente del suelo (m);

$Ac / PGA \leq 0.17$  ;

$Ac$ , aceleración crítica ( $m/s^2$ );

$PGA$ , aceleración pico del suelo ( $m/s^2$ );

$PGV$ , velocidad pico del suelo ( $m/s$ ).

**Ambraseys y Menu (1988)**, desarrollaron la siguiente ecuación para un desplazamiento asimétrico y simétrico en la dirección de la máxima aceleración.

Asimétricamente (one-way):

$$\text{Log}(PGD) = 0.90 + \log \left\{ \left[ 1 - \frac{Ac}{PGA} \right]^{2.53} \cdot \left[ \frac{Ac}{PGA} \right]^{-1.09} \right\} - 2, \text{ con un desviación estándar } \pm 0.30. \quad (6.3)$$

Simétricamente (two-way):

$$\text{Log}(PGD) = 1.31 * \log \left\{ \left[ 1 - \frac{Ac}{PGA} \right]^{2.96} \right\} - 2, \text{ con una desviación estándar de } \pm 0.36. \quad (6.4)$$

donde,

La magnitud del sismo debe estar en el rango  $6.4 \leq M \leq 7.7$ ;

$0.1 \leq Ac / PGA \leq 0.9$  ;

$Ac$ , aceleración crítica ( $m/s^2$ );

$PGA$ , aceleración pico del suelo ( $m/s^2$ ).

**Yegian et al. (1991)**, desarrollaron una expresión que se refiere a los desplazamientos permanentes normalizados, ( $NGD$ ).

$$\text{Log}(NGD) = \text{Log} \left[ \frac{PGD}{PGA \cdot N_{cycle} \cdot T^2} \right] = 0.22 - 10.12 \cdot \frac{Ac}{PGA} + 16.38 \cdot \left[ \frac{Ac}{PGA} \right]^2 - 11.48 \cdot \left[ \frac{Ac}{PGA} \right]^3 \quad (6.5)$$

con desviación estándar de  $\pm 0.45$

donde,

$PGD$ , desplazamiento permanente del suelo (m);

$Ac$ , aceleración crítica ( $m/s^2$ );

$PGA$ , aceleración pico del suelo ( $m/s^2$ );

$N_{cycle}$ , número equivalente de ciclos, en función del momento sísmico

( $N_{cycle} = (M_W - 4)^{2.13}$ );

$T$ , período predominante de la señal de entrada (s);

$NGD$ , desplazamiento permanente normalizado (m/cycle).

**Jibson (1994 y 1998)** correlacionó desplazamiento del bloque deslizante con intensidad de Arias.

$$\text{Log}(PGD) = 1.460 \cdot \log(I_a) - 6.642 \cdot Ac + 1.546 \pm 0.409 \dots\dots(\text{Jibson, 1994}) \quad (6.6)$$

donde,

$I_a$ , intensidad de Arias (m/s)  
 $PGD$ , desplazamiento permanente del suelo (cm);  
 $Ac$ , aceleración crítica ( $g^2s$ );

Según el programa **Hazus (NIBS, 1999)**, los deslizamientos inducidos por sismos ocurren cuando las fuerzas de inercia en el deslizamiento causan un factor de seguridad que cae por debajo de uno. El valor de la aceleración en el deslizamiento de la masa requerida para causar un factor de seguridad menor que uno es denotada como la aceleración crítica,  $Ac$ . Este valor de aceleración se determina basándose en un análisis pseudoestático de estabilidad de las pendientes y/o observaciones empíricas del comportamiento de los deslizamientos durante sismos del pasado.

La susceptibilidad de deslizamientos es la caracterizada por la geología, el ángulo de la pendiente y la aceleración crítica. La aceleración requerida para iniciar el movimiento del talud es una función compleja de la geología de la ladera, la pendiente, las condiciones del agua subterránea, el tipo de deslizamiento y el comportamiento histórico del talud.

La probabilidad de deslizamiento puede ser determinada por:

$$\text{Proba.}_{\text{landslide}} = \text{Proba}(\text{induced } PGA \geq Ac) \cdot P_{ml} \quad (6.7)$$

con,

$Ac$ , aceleración crítica valorada ( $m/s^2$ );  
Induced  $PGA$ , máxima aceleración del suelo ( $m/s^2$ ) de la masa deslizada;  
 $P_{ml}$ , Porción unitaria del mapa susceptible a deslizarse.

**Jibson (1998)** recomienda la curva de probabilidad de Weibull (1939):

$$P(f) = m \left[ 1 - \exp(-aD_n^b) \right] \quad (6.8)$$

donde,

$P(f)$ , es la proporción de celdas unitarias del deslizamiento;  
 $m$ , es la máxima proporción de deslizamientos de las celdas indicadas en los datos;  
 $a$  y  $b$  son las constantes de regresión por determinarse.

Aplicada a los deslizamientos observados durante el sismo de 1994 de Northridge, da el

siguiente resultado,

$$P(f) = 0.274 \left[ 1 - \exp(-0.052 D_n^{1.663}) \right] \quad (6.9)$$

Se han seleccionado dos modelos para la evaluación preliminar de la peligrosidad de deslizamientos activados por sismos en el principado de Andorra. Las metodologías de estos modelos tienen una base fundamentalmente empírica y se requiere el establecimiento de las condiciones mínimas que a priori debe tener la zona, tanto desde el punto de vista de las posibles inestabilidades como de los parámetros sísmicos estimados que razonablemente se pueden dar.

Los modelos seleccionados son el método de los desplazamientos de Newmark (1965) recientemente completado por Jibson (1998), para obtener mapas de peligrosidad digitales para deslizamientos activados por sismos.

### 6.3.1. Procedimiento de aplicación del modelo de los desplazamientos de Newmark

Para la aplicación del modelo se sigue el siguiente procedimiento. Ver figura 6.2:

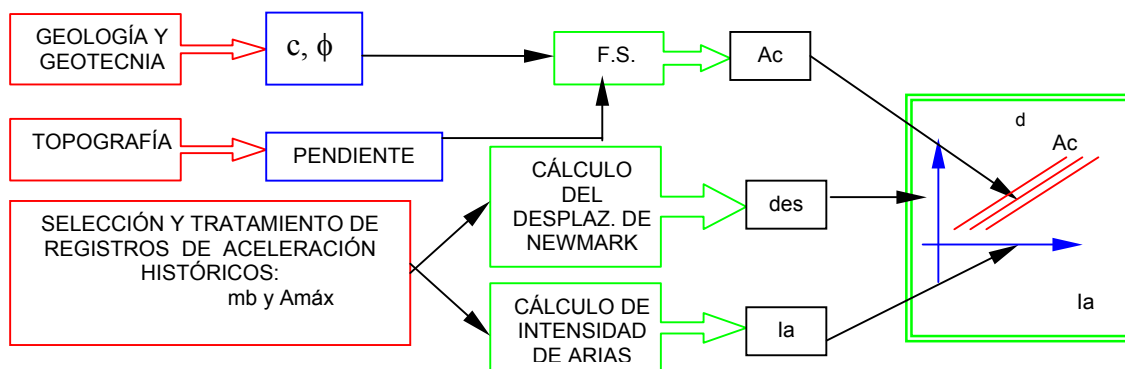


Figura 6.2. Diagrama de flujo del procedimiento del modelo de los desplazamientos de Newmark (1965).

Antes de describir el método de Newmark, es necesario indicar sus limitaciones. El método trata el deslizamiento como un bloque rígido-plástico; esto es, la masa no se deforma internamente. El método se ha aplicado para deslizamientos translacionales y hundimientos rotacionales. Otras limitaciones asumidas usualmente son aceptadas por simplicidad, pero no son requeridas para el análisis:

- ✓ La resistencia al corte estático y dinámico de un suelo se toma como el mismo.
- ✓ El efecto de la presión de poros dinámica es omitido. Esta suposición generalmente es válida por compactación o sobreconsolidación de arcillas muy

- ✓ densas o arenas secas.
- ✓ La aceleración crítica no depende del desplazamiento y permanece constante en todo el análisis.
- ✓ La resistencia a deslizarse hacia arriba es tomada como infinitamente grande tal que el desplazamiento es impedido.

### 6.3.1.1. Mecanismo de la estabilidad de taludes

El análisis se inicia con una evaluación estática de la estabilidad del talud en condiciones asísmicas. En la figura 6.3. se describe un hipotético deslizamiento de un típico bloque deslizante. Dos fuerzas actúan en el centro de la masa de este potencial deslizamiento, una fuerza gravitacional  $L$ , que es la componente sobre el plano hacia abajo del peso de la masa del deslizamiento, a la que se opone una fuerza  $R$ , que es la resistencia del talud para generar una deformación hacia abajo. La máxima resistencia  $R_{max}$ , está en función de la resistencia del suelo del talud y puede expresarse como la integral del esfuerzo cortante por el área de la superficie deslizante.

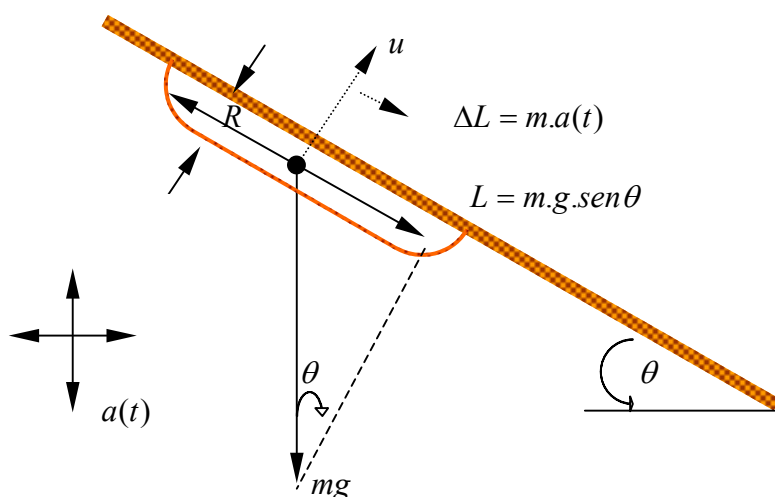


Figura 6.3. Modelo de un deslizamiento potencial con pendiente constante mostrando la interacción de la carga gravitacional ( $L$ ), la fuerza resistente ( $R$ ) y la aceleración sísmica del lugar ( $a(t)$ ). La pendiente tiene una inclinación  $\theta$ ; el bloque deslizante tiene un espesor ( $h$ ). El deslizamiento potencial tiene una masa igual a ( $m$ ) y ( $g$ ) es la aceleración debida a la gravedad.

En general se puede expresar la estabilidad estática del talud (factor de seguridad, FS) como la relación entre la máxima resistencia del material del talud ( $R_{max}$ ) y la carga ( $L$ ).

$$FS = \frac{R_{max}}{L} \tag{6.10}$$

Si  $L < R_{max}$ , el talud se encuentra en equilibrio (estable); si  $L > R_{max}$ , el talud se

encuentra fuera de equilibrio (inestable) y el desplazamiento puede ocurrir. Si  $L = R_{\max}$ , el talud se encuentra en un estado crítico en el cual un pequeño incremento en  $L$  o decremento de  $R$  hace que el talud esté sometido a un desplazamiento permanente. Se ha notado que el término “desplazamiento permanente” se usa como una definición del estado crítico más que el término “falla”. Esta distinción reconoce que un desplazamiento finito importante puede preceder a un desplazamiento real de la superficie de falla.

Para considerar una condición dinámica (sísmica) en éste análisis debe considerarse un paso más. Durante un sismo las ondas pasan a través del talud generando un campo de aceleraciones  $a(t)$ , que impone una fuerza adicional sobre la masa  $m$  del deslizamiento potencial. Durante el tiempo del fuerte movimiento, se induce una fuerza cambiante y esporádicamente incrementa la carga hacia abajo del talud. Si esta fuerza sísmica es bastante grande, la carga total hacia abajo sería  $L + m.a(t)$  que puede exceder la máxima resistencia y el talud sufrirá un desplazamiento. Se expresa este nivel de movimiento del suelo en términos de una aceleración crítica  $A_c$ , que es la aceleración sísmica que multiplicada por la masa es igual a la diferencia entre la máxima resistencia y la carga gravitacional. (Wilson y Keefer, 1983).

$$m.A_c = R_{\max} - L \quad (6.11)$$

$$m.A_c = \left[ \frac{R_{\max}}{L} - \frac{L}{L} \right] L = (FS - 1)L \quad (6.12)$$

tal que,

$$A_c = (FS - 1) \frac{L}{m} \quad (6.13)$$

por tanto,

$$A_c = (FS - 1)g \cdot \text{sen } \theta \quad (6.14)$$

Donde  $g$  es la aceleración debida a la gravedad y  $\theta$  es el ángulo (llamado ángulo de empuje) medido desde la horizontal hasta el centro de gravedad del movimiento del primer bloque del deslizamiento potencial. La aceleración crítica es pues la mínima aceleración del suelo requerida para superar la máxima resistencia del talud deslizante ( $FS=1$ ). Para que se produzca un deslizamiento en una pendiente particular, la aceleración del suelo debe exceder la aceleración crítica,  $A_c$ , para un intervalo de tiempo finito. De aquí en adelante se usará la aceleración crítica como una medida numérica de la estabilidad del talud y por tanto de la susceptibilidad a que se produzca un deslizamiento inducido por un sismo.

Si la pendiente del talud y su fuerza cortante se conocen, se puede estimar la aceleración crítica de un deslizamiento poco profundo sobre una longitud infinita del talud con la ecuación:

$$\frac{A_c}{g} = \frac{c'}{\gamma h} + (1 - \lambda) \tan \phi' \cos \theta - \sin \theta \quad (6.15)$$

donde  $\theta$  es el ángulo de la pendiente del talud,  $\gamma$  es el peso específico del material del talud,  $h$  es el espesor del deslizamiento potencial,  $c'$  es la cohesión efectiva,  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna efectivo del material del talud y  $\lambda$  es la relación de presión de poros debido a la sobrepresión. Según Newmark, “no debe nunca considerarse reducciones del esfuerzo cortante debido a los efectos dinámicos sobre la presión de poros”. Los valores de  $c'$  y de  $\phi'$  medidos en ensayos estándar no drenados pueden producir resultados razonablemente conservativos. (Wilson and Keefer, 1985).

Estos análisis en taludes infinitos pueden además generalizar varios grupos-tipo de materiales en taludes dentro de tres grandes categorías, como se muestra en la figura 6.4, teniendo que asumir valores promedios de  $c'$  y  $\phi'$  (para condiciones dinámicas). En la figura 6.4 se ha dibujado el valor de la aceleración crítica versus la pendiente del talud para cada categoría del material del mismo:

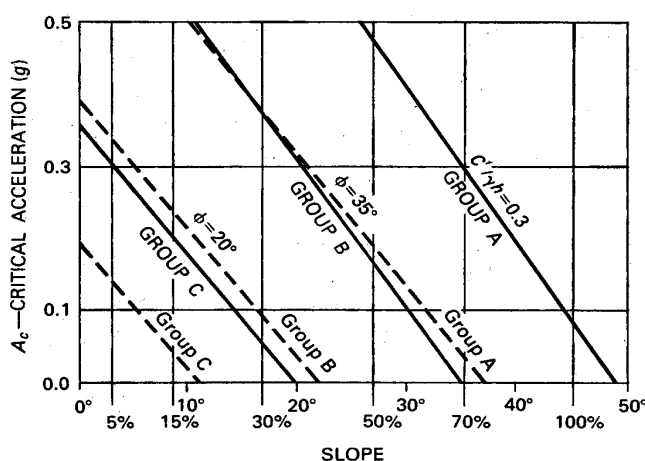


Figura 6.4. Gráfico de aceleración crítica versus diferentes pendientes de taludes para tres litologías diferentes. (Wilson y Keefer, 1985).

**GRUPO A:** Rocas altamente cementadas (rocas cristalinas y areniscas bien cementadas).

**GRUPO B:** Rocas débilmente cementadas (suelos arenosos y areniscas pobremente cementadas).

**GRUPO C:** Rocas arcillolíticas (suelos arcillosos y shale).

El factor de cohesión,  $c'/\gamma h$  para el grupo A asume valores de  $c'=300$ psf,  $\gamma=100$ pcf y  $h=10$  ft. El ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), es un valor pico para condiciones no drenadas, es de  $35^\circ$  para arenas, areniscas y rocas cristalinas y de  $20^\circ$  para suelos arcillosos. Las líneas continuas son para pendientes con materiales secos y las líneas discontinuas son para pendientes con materiales saturados y superficie plana. Ver figura 6.4. (Wilson y Keefer, 1985).

Para el caso de una falla translacional (figura 6.5), la resistencia al esfuerzo cortante, viene dada por la expresión:

$$R = \tau_c \cdot A, \quad (6.16)$$

donde,

$$\tau_c = c + mg \cdot \tan \phi \cdot \cos \theta \quad (6.17)$$

siendo,

$c$  = Cohesión

$\phi$  = Ángulo de fricción interna

$A$  = Área de la superficie de falla

$\theta$  = Pendiente del talud

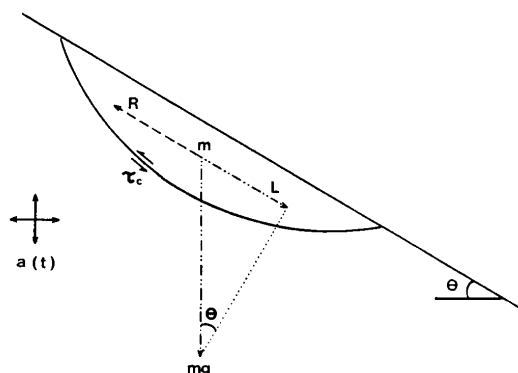


Figura 6.5. Modelo del bloque deslizante asumido por Newmark para el caso de un deslizamiento translacional.

Para la determinación de la aceleración crítica por este método se requiere en consecuencia del conocimiento del factor de seguridad estático y del ángulo de empuje  $\theta$ .

$$A_c = (FS - 1)g \cdot \sin \theta \quad (6.14)$$

### 6.3.1.2. Factor de seguridad

Como anota Newmark, el modelo de respuesta dinámico de taludes requiere de parámetros de esfuerzo cortante no drenados o totales. Durante un sismo, el comportamiento de los materiales del talud es no drenado porque el exceso de presión de poros inducido por la deformación dinámica de la columna de suelo no puede disiparse por la corta duración del movimiento.

El factor de seguridad puede ser determinado usando un método apropiado que tenga en cuenta los esfuerzos de corte no drenado o total. En materiales cuyo comportamiento



drenado o no drenado es similar, el esfuerzo cortante drenado o efectivo puede ser usado si el esfuerzo no drenado no es disponible o se dificulta su medición. Esto permite una mayor flexibilidad del método para su uso.

Para una estimación del desplazamiento, un simple análisis del factor de seguridad, se puede usar un esfuerzo cortante estimado. De otra forma un estudio detallado del sitio de interés puede conducir a la determinación de un factor de seguridad más preciso. Claramente, la precisión del factor de seguridad y de los resultados, depende de la calidad de los datos y su análisis, pero el usuario determinará si es apropiado.

Jibson, (1994), propuso la siguiente formulación para calcularlo:

$$FS = \frac{c'}{\gamma \text{sen} \theta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \theta} - \frac{m \gamma_w \tan \phi'}{\gamma \tan \theta} \quad (6.18)$$

donde,

$\phi'$ , es el ángulo de fricción efectivo;

$c'$ , es la cohesión efectiva;

$\theta$ , es el ángulo de talud;

$\gamma$ , es el peso unitario del material del talud;

$\gamma_w$ , es el peso unitario del agua;

$t$ , es el espesor normal a la superficie de falla plana y

$m$ , es la proporción de la superficie de falla plana que está saturada.

En la ecuación (6.18), el primer término corresponde al componente cohesivo, el segundo al componente friccionante y el tercer término es una reducción del esfuerzo debido a la presión de poros. En las condiciones de calibración del modelo realizada por Jibson, 1998, la presión de poros no se incluye porque casi todas las fallas, para el caso del sismo de Northridge, ocurrieron en condiciones secas del talud. Por simplicidad, el producto  $\gamma t$  se tomó como 38.3 kPa (800 lbs/pie<sup>2</sup>), para un valor típico del peso unitario de 15.7 kN/m<sup>3</sup> (100 lbs/pie<sup>3</sup>) y una profundidad de la falla de 2.4 m (8 pies).

### **6.3.1.3. Selección del acelerograma**

La mayor dificultad en el análisis de Newmark es la selección del movimiento de entrada. Hay varios caminos que se han propuesto. La mayoría usan una combinación de dos aproximaciones propuestas por Newmark:

- ✓ Escalando un acelerograma de un sismo real para un determinado PGA y
- ✓ Usando simples o múltiples ciclos de pulsos de aceleración sintéticos de forma

rectangular, triangular o sinusoidal.

Ambas aproximaciones producen buenos resultados, pero ambos también tienen un grado de incertidumbre. Escalando un registro de aceleración por simple ampliación o acortamiento de la escala de aceleración no es muy preciso para representar o aproximar un movimiento del suelo para sismos de diferentes magnitudes porque la magnitud y la distancia focal afectan la duración y el período predominante del movimiento. Y usando simples pulsos sintéticos de movimiento del suelo es simplificar demasiado a la luz de la disponibilidad actual de acelerogramas, teniendo un extenso rango de características. (Jibson, 1993)

Para seleccionar un registro se requiere un conocimiento somero de las características o requerimientos de diseño para la situación de interés. Para una evaluación de peligrosidad se consideran los siguientes criterios. (Jibson, 1993):

- ✓ Especificar el nivel del movimiento del suelo.
- ✓ Un modelo sísmico especificando la magnitud y localización o
- ✓ Un diseño aceptable de un desplazamiento activado por un sismo.

#### **6.3.1.4. Especificación del nivel de movimiento del suelo**

Una medida comprensiva y cuantitativa de la intensidad del movimiento total es la desarrollada por Arias, se utiliza en el análisis de la peligrosidad sísmica y correlaciona bien con la distribución de los deslizamientos activados por sismos. La intensidad de Arias es la integral en función del tiempo del cuadrado de la aceleración, expresada como:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int [a(t)]^2 dt \quad (6.19)$$

donde,

$I_a$  es la intensidad de Arias, en unidades de velocidad y  $a(t)$  es la aceleración del suelo en función del tiempo. Se puede calcular una intensidad de Arias para cada componente del registro del movimiento. En el caso donde se especifique un nivel de intensidad de Arias seleccionando un registro de un movimiento fuerte de intensidad similar es bastante simple y actualmente se dispone de registros alcanzando un rango de intensidad de Arias por encima de  $I_a \approx 10$  m/s.

### **6.3.1.5. Especificación del desplazamiento de diseño**

El valor crítico de desplazamiento puede variar extensamente, dependiendo del mecanismo de falla del talud (caída de roca, hundimiento, deslizamiento de bloque, etc.), la litología, la geometría del talud y la historia previa del movimiento del talud. Para cuantificar este parámetro para aplicación regional, se puede asignar un valor de 10 cm como desplazamiento crítico de deslizamientos coherentes. Este valor es consistente teniendo en cuenta dos aspectos:

- ✓ En un movimiento de 10 cm, un deslizamiento probablemente haya roto el comportamiento cohesivo a lo largo de la superficie de falla y a través del escarpe en la cima del deslizamiento y así mismo haber empezado a anularse en la pata del talud.
- ✓ Diez centímetros es un estimativo de un desplazamiento en fundaciones de viviendas que pueden resistir antes de experimentar un daño significativo. Esta segunda razón puede también aplicarse para fallas de taludes cuando se trata de desprendimientos y flujos laterales.

En caídas de roca y otros desprendimientos, involucran un componente significativo de falla tensional, un mecanismo más quebradizo, por lo cual el desplazamiento crítico es bajo. Así se ha asumido un desplazamiento crítico de 2 cm para deslizamientos por desprendimientos.

El análisis de Newmark, se ha venido usando en diseños de terraplenes antrópicos desde hace 15 años, recientemente se han chequeado y comparando en los casos de fallas en taludes naturales inducidas por sismos (Wilson y Keefer, 1983; Jibson, 1993; Jibson, 1998) y han demostrado ser válidos para predecir desplazamientos de un deslizamiento durante un movimiento sísmico.

### **6.3.1.6. Cálculo del desplazamiento de Newmark para un acelerograma concreto**

El análisis de Newmark calcula el desplazamiento de un deslizamiento (representado por un bloque rígido) bajo la acción de un movimiento sísmico. El desplazamiento,  $u$ , está calculado para dos entradas: La aceleración crítica  $Ac$ , que se ha calculado previamente y un sismograma de un movimiento fuerte, donde está registrada la aceleración del suelo en función del tiempo  $a(t)$ . Ver figura 6.6. Si la  $|a(t)| < Ac$ , el bloque deslizante es estacionario relativo a la pendiente ( $\ddot{u} = \dot{u} = u = 0$ ).

Como ejemplo para la explicación del método se ha seleccionado la componente N-S de un acelerograma de Grecia (Ionian-0042-ns). Ver figura 6.6.

Una vez que  $a(t) > Ac$  (punto A en la figura 6.6), el bloque sufre una aceleración igual a:

$$\ddot{u} = a(t) - Ac > 0 \quad (6.20)$$

y continúa acelerándose hasta que  $a(t)$  cae de nuevo hasta  $Ac$  (punto B figura 6.6).

Durante este pulso de  $a(t) > Ac$ , la velocidad del bloque se calcula mediante la integración de la aceleración  $\ddot{u}$  del bloque en el tiempo. De ésta manera la velocidad del bloque en el punto B de la figura 6.6 se encuentra por:

$$(\dot{u})_{t=B} = \int_A^B (a(t) - Ac) dt \quad (6.21)$$

Más allá del punto B, donde  $a(t)$  de nuevo cae a  $Ac$ , el bloque todavía está moviéndose ( $\dot{u} > 0$ ), pero el movimiento es desacelerado:  $\ddot{u} = a(t) - Ac < 0$ . Esta desaceleración continúa hasta que el bloque se detiene en el punto C ( $\dot{u} \rightarrow 0$ ). Ver figura 6.6. Una vez el bloque de nuevo se detiene hasta que  $a(t) > Ac$ . El desplazamiento para un simple pulso de aceleración del suelo se obtiene integrando la velocidad del bloque que es  $\dot{u}$  en el tiempo desde  $t = A$  hasta  $t = C$ . Ver figura 6.6.

Este comportamiento (start-stop) del bloque deslizante complica el cálculo del desplazamiento del bloque.

En este ejemplo hay también un segundo pulso de la aceleración del suelo por encima de la aceleración crítica  $Ac$  y produce un segundo incremento de desplazamiento.

Para este trabajo, se elaboró el algoritmo del análisis de Newmark que modela el bloque deslizante, teniendo en cuenta que el registro de aceleración digitalizado esté discretizado a tiempo constante; el listado del programa en FORTRAN se indica en el anexo.

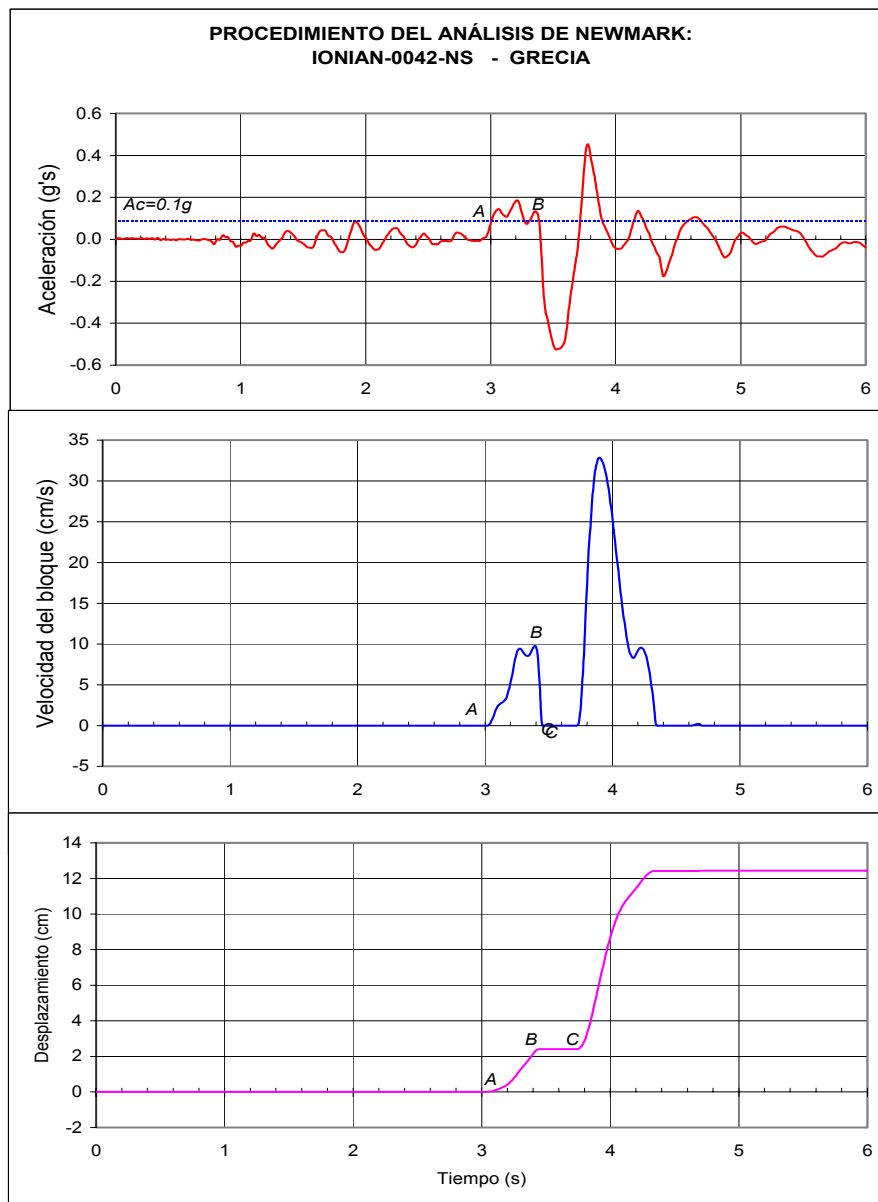


Figura 6.6. Demostración del análisis del algoritmo de Newmark. Los puntos A, B, y C se han descrito en el texto. (a) Registro de aceleración-tiempo con la aceleración crítica de 0.1g en línea punteada. (b) Velocidad del bloque deslizante-tiempo; (c) desplazamiento del bloque deslizante-tiempo.

### 6.3.1.7. Método simplificado de Newmark

Aunque este acercamiento es aceptable, muchos de estos aspectos son de difícil obtención: no disponer de un registro digitalizado de movimiento fuerte, disponer la localización apropiada de un registro, no siempre es fácil. Por estas razones el método simplificado de los desplazamientos de Newmark puede ser una ayuda.

El método simplificado de Newmark está basado en la Intensidad de Arias, una buena medida de la intensidad del movimiento, tal como se propone a continuación:

Para desarrollar una relación empírica entre los desplazamientos de Newmark, aceleración crítica e Intensidad de Arias, fueron seleccionados 11 registros de movimientos con Intensidades de Arias entre 0.2 y 10 m/s, con un rango entre la intensidad de movimiento más pequeña que puede causar el movimiento del deslizamiento y el movimiento más grande que se haya registrado.

Para cada registro de movimiento fuerte Jibson 1993, calculó el desplazamiento para diferentes aceleraciones críticas comprendidas entre 0.02 y 0.40g, el rango es interesante desde el punto de vista práctico para deslizamientos activados por sismos. En la figura 6.7 se muestran dibujados los desplazamientos de Newmark en función de la Intensidad de Arias para diferentes valores de aceleración crítica.

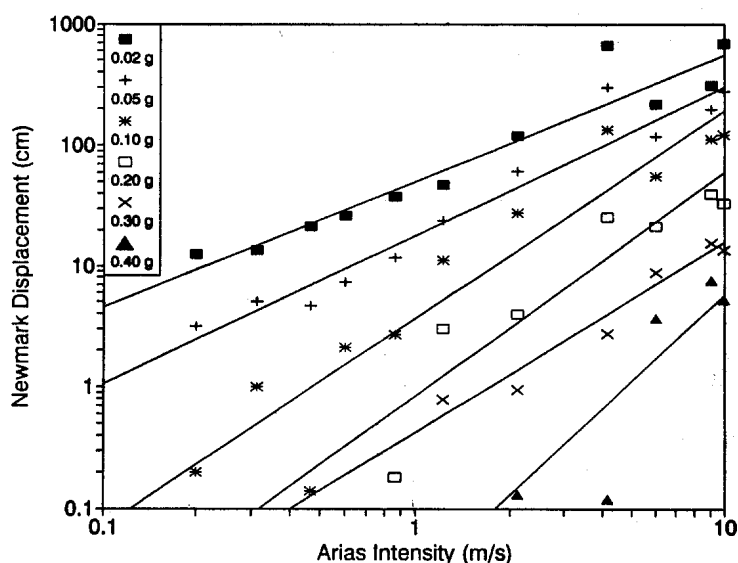


Figura 6.7. Desplazamientos de Newmark en función de la Intensidad de Arias para diferentes valores de aceleración crítica. (Jibson, 1993).

Los resultados obtenidos conducen a la obtención de una regresión multivariable de la forma:

$$\log D_N = A \log I_a + B a_c + C \pm \sigma \quad (6.22)$$

donde,

$D_N$  = desplazamiento de Newmark, en cm,

$I_a$  = Intensidad de Arias, en m/s,

$a_c$  = Aceleración crítica, en g,

$A, B, C$  = coeficientes de regresión y

$\sigma$  = desviación estándar estimada por el modelo

El modelo resulta tener un  $R^2$  de 0.87 y todos los coeficientes están por encima del 99.99% de nivel de confianza:

$$\log D_N = 1.460 \log I_a - 6.642 a_c + 1.546 \pm 0.409 \quad (6.23)$$

Este modelo produce un desplazamiento medio de Newmark donde, la desviación estándar,  $\sigma$ , es ignorado; la variación de esta media es estocástica debido a la naturaleza del movimiento sísmico del suelo. Entonces, dos registros de movimientos fuertes teniendo idénticas intensidades de Arias puede producir desplazamientos de Newmark diferentes para taludes que tienen la misma aceleración crítica. Por tanto la ecuación (6.23) produce un rango de desplazamientos que se deben ser interpretados con considerable juicio.

La ecuación (6.23) puede ser aplicada para estimar el comportamiento dinámico de taludes conociendo la aceleración crítica y la Intensidad de Arias. Entonces varios tipos de análisis de peligrosidad para deslizamientos activados por sismos pueden ser desarrollados.

#### **6.3.1.8. Interpretación de los desplazamientos de Newmark**

El significado de los desplazamientos de Newmark deben estar juzgados por el probable efecto sobre un deslizamiento potencial. Wieczorek et al. (1985) usa 5 cm como un desplazamiento crítico principalmente para agrietamiento microscópico y falla general de los deslizamientos en San Mateo County, California; Keefer y Wilson usan 10 cm como desplazamiento crítico para deslizamientos coherentes en el sur de California, y Jibson y Keefer usan un rango de 5 a 10 cm como desplazamiento crítico para los deslizamientos en el Valle del Mississippi. En la mayoría de los suelos, el desplazamiento en este rango causa agrietamiento en el suelo y previamente deforman los suelos perdiendo algo del esfuerzo cortante pico y terminando arriba en un debilitamiento o una condición de resistencia residual. En cada uno de los casos de pérdida de esfuerzo, con un análisis de estabilidad estático en condición de esfuerzo residual, se puede estimar el comportamiento para determinar la estabilidad del talud después que el movimiento sísmico haya terminado.

Algún nivel de desplazamiento crítico puede ser usado de acuerdo a los parámetros del problema en estudio y las características del material del deslizamiento. Materiales altamente dúctiles pueden ser capaces de acomodarse a desplazamientos de falla general; materiales quebradizos pueden acomodarse a bajos desplazamientos. La falla, para su interpretación, puede variar de acuerdo a las necesidades del usuario. Resultados de laboratorio de ensayos de esfuerzo cortante pueden ser interpretados para estimar la deformación necesaria para que alcance la resistencia residual.

### 6.3.2. Adaptación del modelo de Newmark a otras regiones

Con el propósito de observar el comportamiento del modelo, se revisó la información disponible de acelerogramas de la base de datos del Instituto Geográfico de Nacional-España y de la base de datos de sismos a nivel de Europa (European Strong Motion Database, 2000).

Para la aplicación del modelo a Andorra se ha tomado también del estudio de peligrosidad sísmica realizada por el ICC (2002), los registros de aceleraciones que se seleccionaron a partir del espectro de respuesta adoptado para la zona.

#### 6.3.2.1. Aplicación del modelo a sismos seleccionados de España y Grecia

Para el caso de los sismos de España, se seleccionaron los acelerogramas que cumplieran los siguientes criterios: la magnitud ( $m_b$ ) mayor de 3.8 y aceleraciones máximas superiores a  $20 \text{ cm/s}^2$ , indistintamente de la componente en que se suceden. Esta selección se tomó para poder aplicar con éxito el procedimiento del modelo. El período de registros revisado fue comprendido entre 1984 y 2002.

Como resultado se encontraron 11 sismos cuyos parámetros más importantes se indican en la tabla 6.4 y sus registros se muestran en la figura 6.8.

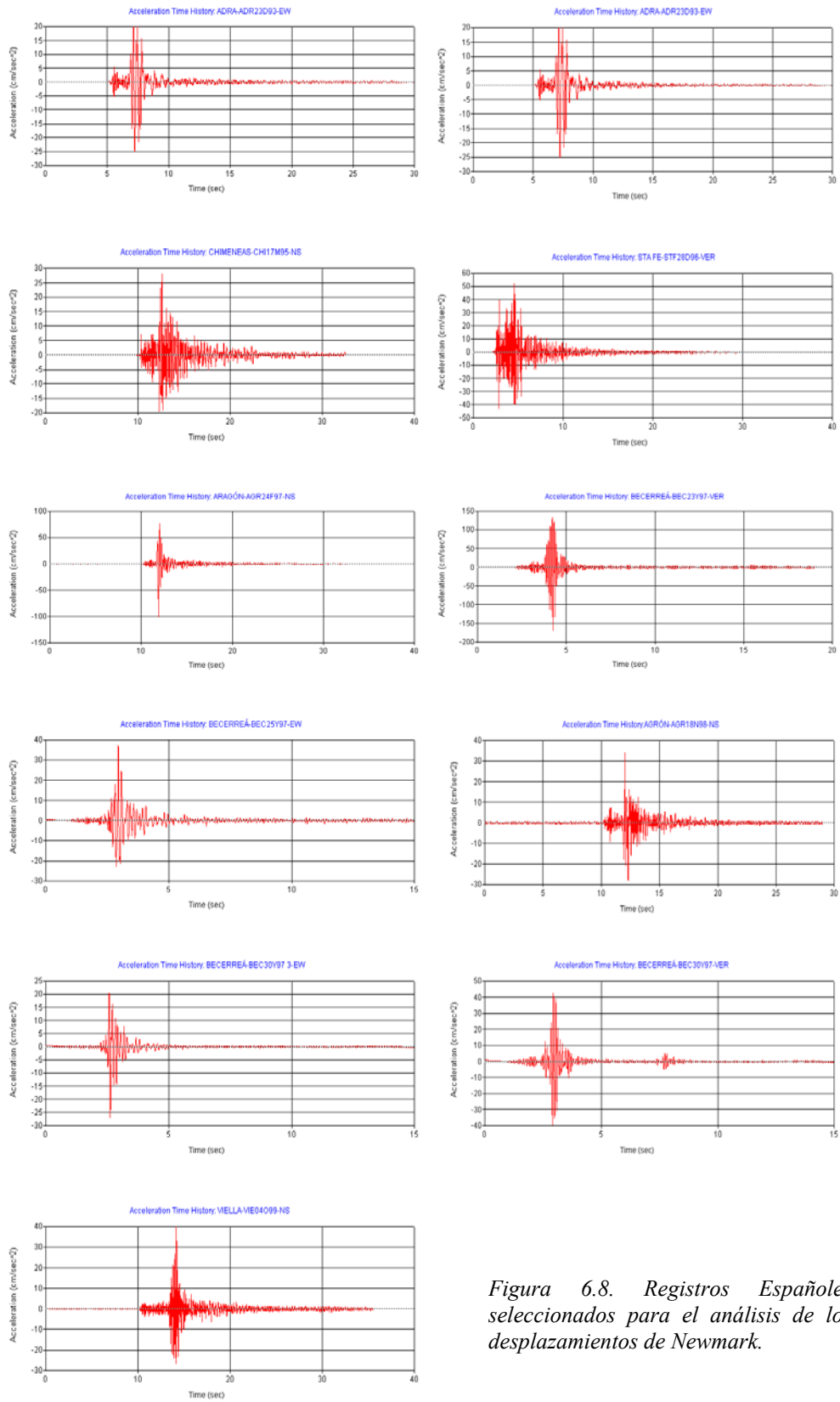
ACELEROGRAMAS DE LA RED NACIONAL DE ACELEROGRAFOS  
INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL - ESPAÑA  
MODELO DE NEWMARK  
SISMOS  $m_b > 3.8$  PERÍODO: 1984-2002

No.	Año	Intensidad (MSK)	Magnitud ( $m_b$ )	D. Epicentral (km)	Estación	$A_{\text{máxima}}$ ( $\text{cm/s}^2$ )	Componente	Duración (s)
1	1993	VI-VII	5.0	7.50	Adra (AL)	25.00	EW	30.72
2	1994	VII	4.9	26.60	Adra (AL)	30.04	NS	30.72
3	1995	IV	3.9	6.30	Chimeneas (GR)	28.06	NS	34.56
4	1996	V	4.1	4.50	Sta Fe (GR)	52.10	VER	32.00
5	1997	IV-V	4.3	1.40	Agrón (GR)	100.26	NS	33.28
6	1997	III-IV	4.5	10.40	Becerreá (LU)	168.81	VER	19.20
7	1997	III-IV	3.9	13.30	Becerreá (LU)	37.18	EW	15.36
8	1997	III	3.8	16.60	Becerreá (LU)	42.53	VER	15.36
9	1997		3.8	40.30	Becerreá (LU)	26.86	EW	15.30
10	1998	V	4.0	12.10	Agrón (GR)	34.16	NS	29.44
11	1999	IV-V	4.5	20.30	Viella (L)	39.98	NS	35.84

Tabla 6.4. Características de los acelerogramas españoles seleccionados para el análisis.



## Peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos



*Figura 6.8. Registros Españoles seleccionados para el análisis de los desplazamientos de Newmark.*

De igual manera, para el sector de Grecia se seleccionaron acelerogramas de sismos con una magnitud ( $m_b$ ) mayor que 5.0, el período revisado fue entre 1973 y 1999. Como resultado se encontraron 16 sismos, que se muestran en la figura 6.9, cuyos parámetros más importantes se indican en la tabla 6.5.

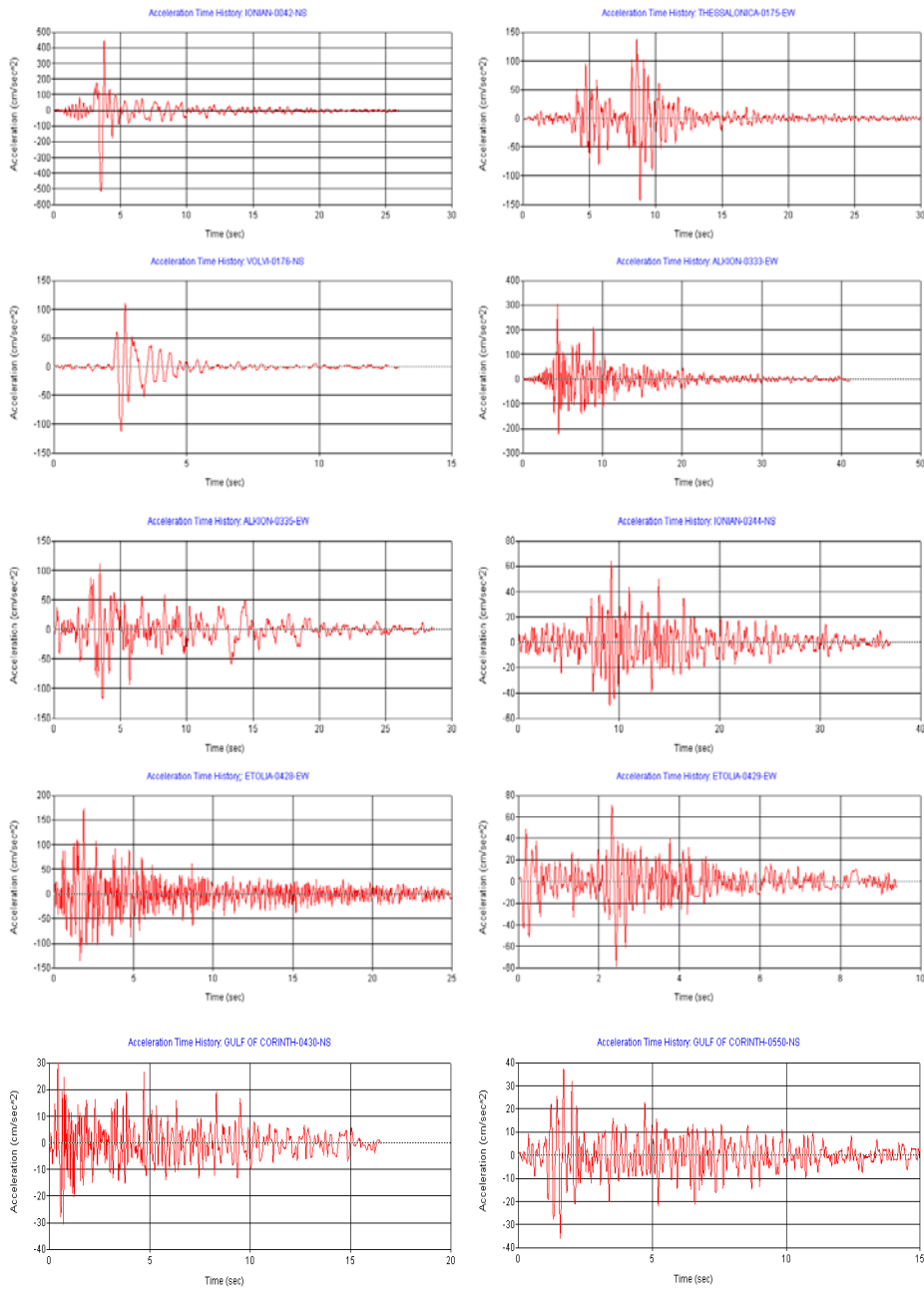


Figura 6.9. Acelerogramas de Grecia seleccionados para el análisis de los desplazamientos de Newmark.

## Peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos

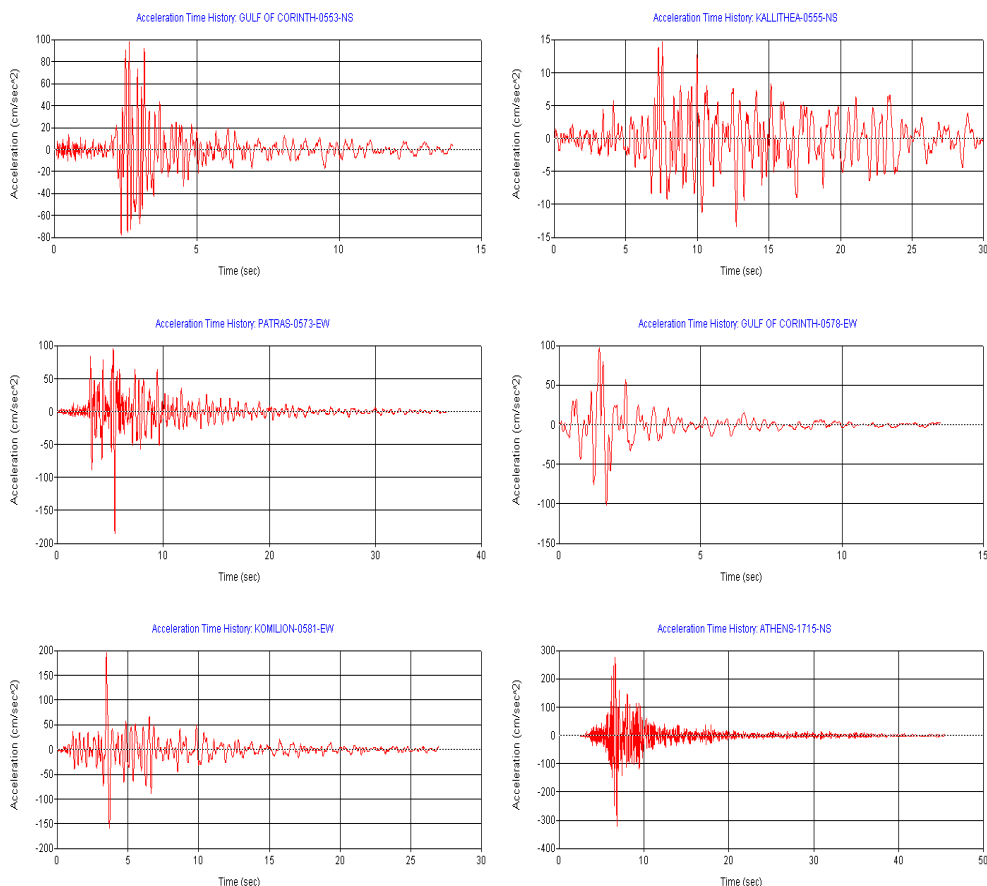


Figura 6.9. Acelerogramas de Grecia seleccionados para el análisis de los desplazamientos de Newmark. (continuación).

BASE DE DATOS DE SISMOS EUROPEOS  
SISMOS DE mb > 5 PERÍODO 1973 - 1999 GRECIA  
MODELO DE NEWMARK

No.	Año	Intensidad (MSK)	Magnitud (mb)	D. Epicentral (km)	Estación	A <sub>máxima</sub> (m/s <sup>2</sup> )	Componente	Duración (s)
1	1973-11	VII	5.6	15.00	Ionian	5.148	NS	26.51
2	1978-06	VII	6.1	29.00	Thessalonika	1.431	EW	30.59
3	1978-07	-	5.0	20.00	Volvi	1.125	NS	13.21
4	1981-02	VII	6.1	13.00	Alkion	3.037	EW	41.86
5	1981-02	VI	5.7	25.00	Alkion	1.176	EW	28.61
6	1983-01	V	6.2	93.00	Ionian	0.641	NS	37.98
7	1988-05	-	5.4	23.00	Etolia	1.730	EW	25.42
8	1988-05	-	5.0	21.00	Etolia	0.788	EW	9.45
9	1988-07	-	5.0	20.00	Gulf of Corinth	0.307	NS	16.97
10	1992-11	-	5.9	25.00	Gulf of Corinth	0.379	NS	15.53
11	1993-02	-	5.0	9.00	Gulf of Corinth	0.980	NS	14.40
12	1993-03	-	5.7	41.00	Kallithea	0.148	NS	30.36
13	1993-07	-	5.3	8.00	Patras	1.847	EW	37.33
14	1993-11	-	5.0	10.00	Gulf of Corinth	1.020	EW	13.90
15	1994-02	-	5.3	16.00	Komilion	1.960	EW	27.03
16	1999-09	-	5.8	21.00	Athens	3.201	NS	45.99

Tabla 6.5. Características de los acelerogramas de Grecia seleccionados para el análisis.

Se organizaron ficheros con la componente señalada para el cálculo de la Intensidad de Arias y sus desplazamientos. Para la intensidad de Arias se usó el programa ProShake (2001) y para el cálculo de los desplazamientos se usó el algoritmo de Wilson y Keefer (1983), escribiendo un programa en Fortran.

Los desplazamientos se calcularon para diferentes aceleraciones críticas:

Para el caso de España en unidades de g's: 0.005, 0.01, 0.02, 0.04 y 0.1 y para el sector de Grecia en unidades de g's: 0.0125, 0.025, 0.05, 0.1, 0.2 y 0.3.

Los resultados de los cálculos para España, se muestran en la tabla 6.6 y figura 6.10; para el sector de Grecia se indican en la tabla 6.7; figura 6.11.

No.	SISMO	mb	I. Arias(m/s)	ACELERACIÓN CRÍTICA (g's)				
				0.005	0.01	0.02	0.04	0.1
1	adr23d93	5.0	0.00283	0.3218	0.0873			
2	adr04e94	4.9	0.00216	0.3360	0.1290	0.0185		
3	chi17m95	3.9	0.00363	0.1810	0.0570	0.0070		
4	stf 28d96	4.1	0.01500	0.6650	0.2990	0.0880	0.0050	
5	agr24f 97	4.3	0.01820	1.3130	0.6900	0.3220	0.0540	
6	bec23y97	4.5	0.06290	1.2590	0.8350	0.5700	0.3060	0.0210
7	bec25y97	3.9	0.00232	0.1210	0.0540	0.0120		
8	bec30y97_2	3.8	0.00372	0.1280	0.0710	0.0230		
9	bec30y97_3	3.8	0.00094	0.0340	0.0100			
10	agr18n98	4.0	0.00274	0.1450	0.0280	0.0060		
11	vie04o99	4.5	0.00448	0.1720	0.0610	0.0120		

Tabla 6.6. Desplazamientos de Newmark en cm calculados para los sismos seleccionados de España.

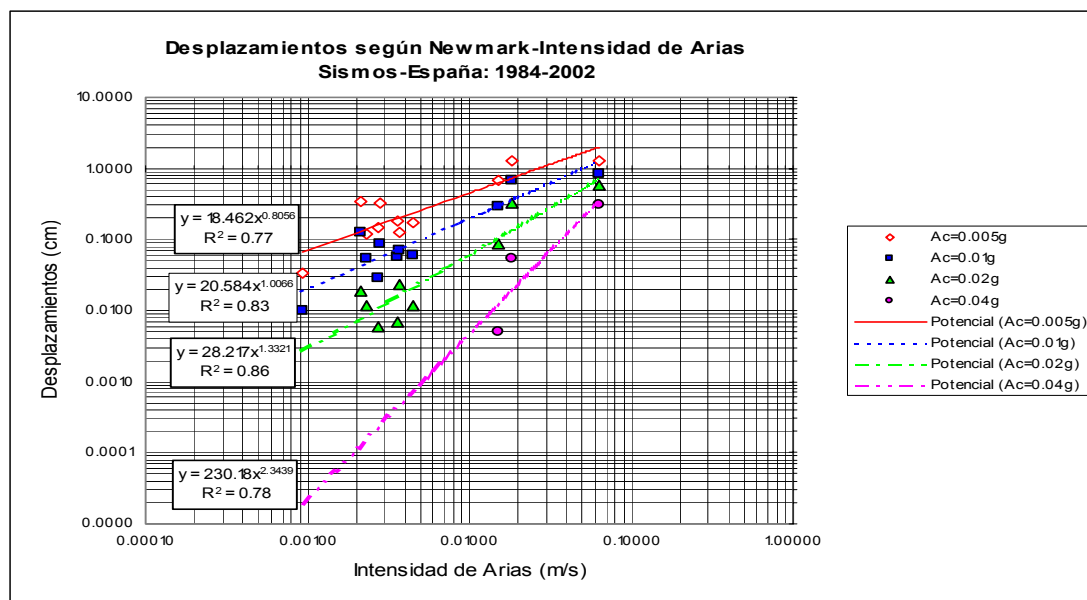


Figura 6.10. Desplazamientos de Newmark dibujados en función de la Intensidad de Arias para diferentes valores de aceleración crítica y sus correspondientes líneas de regresión con sus grados de asociación.

Peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos

No.	SISMO	mb	I. Arias(m/s)	ACELERACIÓN CRÍTICA (g's)					
				0.0125	0.025	0.05	0.1	0.2	0.3
1	0042xa	5.6	1.34540	149.5890	81.0574	34.2590	12.4280	2.7640	0.7250
2	0175ya	6.1	0.04660	13.7840	7.3640	2.8980	0.2730		
3	0176xa	5.0	0.05890	3.9040	1.6610	0.2590	0.0070		
4	0333ya	6.1	0.81440	68.2750	36.1360	14.9590	3.4930	0.4410	0.0020
5	0335ya	5.7	0.22160	36.0980	11.1850	1.3280	0.0210		
6	0344xa	6.2	0.07850	5.1630	1.2100	0.0710			
7	0428ya	5.4	0.27230	11.5210	5.5840	2.1570	0.2760		
8	0429ya	5.0	0.02990	0.6210	0.1560	0.0179			
9	0430xa	5.0	0.01020	0.1070	0.0030				
10	0550xa	5.9	0.01190	0.2160	0.0157				
11	0553xa	5.0	0.05310	1.5740	0.6710	0.2000			
12	0555xa	5.7	0.00570	0.0070					
13	0573ya	5.3	0.17920	9.7380	3.7970	0.7460			
14	0578ya	5.0	0.05790	3.8710	1.8800	0.4310			
15	0581ya	5.3	0.20210	10.9420	4.9620	2.0100	0.7350		
16	1715xa	5.8	0.57060	16.6210	10.8700	6.2940	2.5840	0.2310	

Tabla 6.7. Desplazamientos de Newmark en cm calculados para los sismos de Grecia.

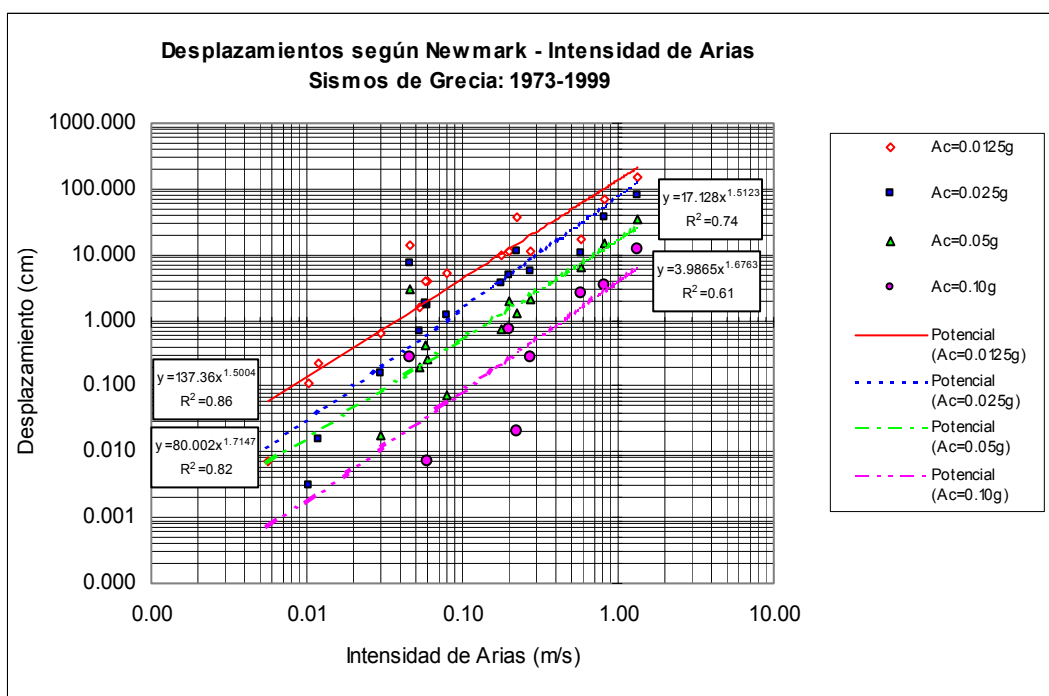


Figura 6.11. Desplazamientos de Newmark dibujados en función de la Intensidad de Arias para diferentes valores de aceleración crítica y sus correspondientes líneas de regresión con sus grados de asociación.

Las figuras y ecuaciones de regresión anotadas en las figuras anteriores, pueden ser aplicadas para estimar el comportamiento dinámico de taludes, conociendo la

aceleración crítica y la Intensidad de Arias. Por lo tanto varios tipos de análisis de peligrosidad para deslizamientos activados por sismos pueden ser desarrollados; Ver figuras 6.10 y 6.11:

- ✓ Si la Intensidad de Arias para un sitio puede ser especificada, y si la aceleración crítica de una pendiente puede ser determinada, el desplazamiento de Newmark puede ser estimado.
- ✓ Si el desplazamiento crítico puede ser estimado y la aceleración crítica del talud es conocida, el umbral de la Intensidad de Arias que causará la falla del talud puede ser estimada.
- ✓ Si el desplazamiento y la Intensidad de Arias puede ser estimados, el umbral de la aceleración crítica bajo la cual la falla del talud podría ocurrir, puede ser estimada.

### **6.3.2.2. Comparación de los resultados**

Las curvas de California comparadas con las obtenidas para España y Grecia guardan, en general, un paralelismo en cuanto a aceleraciones críticas.

Comparando los desplazamientos, que fueron del orden de varios centímetros, para California (figura 6.7), los de España y Grecia fueron de unos pocos centímetros llegando a ser del orden de los milímetros, sin variar su comportamiento con respecto a los de California.

Referente a la Intensidad de Arias, para España y Grecia resultó ser menor a 1 m/s, debido a que las aceleraciones máximas son pequeñas comparadas con las seleccionadas para el estudio de California, la cuales son mayores y pueden alcanzar un umbral de 10 m/s.

Los coeficientes de correlación obtenidos para California estuvieron en el rango de 0.81 y 0.95; para España y Grecia fue entre 0.61 y 0.86, indicando que la metodología es aplicable a niveles inferiores de aceleraciones máximas.

### **6.3.3. Presentación de la metodología para obtención de mapas de peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos**

El sismo de 1994 en Northridge, California, es el primero que tiene los datos necesarios para realizar un riguroso análisis regional de estabilidad de taludes.

Estos datos incluyen:

- ✓ Inventario de deslizamientos activados (Hard y Jibson, 1995, 1996).
- ✓ Cerca de 200 movimientos fuertes registrados.
- ✓ Mapa geológico regional a escala 1:24000.

### Peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos

- ✓ Datos extensos sobre propiedades de las unidades geológicas.
- ✓ Modelos de elevación digital de alta resolución de la topografía.
- ✓ Todos estos datos se han digitalizado y valorado en una cuadrícula de 10 m de lado en un programa ARC/INFO GIS.
- ✓ Combinando ésta base de datos en un modelo dinámico basado en el análisis de Newmark, se estiman los desplazamientos de Newmark en cada cuadrícula para el sismo de Northridge. El modelo de desplazamientos es comparado con el inventario de los deslizamientos activados por el sismo de Northridge para construir una curva probabilística relacionada con la predicción de desplazamientos para la probabilidad de falla. Una vez calibrada con los datos de Northridge, la función de probabilidad puede ser aplicada para predicción espacial de probabilidad de falla en cualquier escenario de interés.
- ✓ Porque los mapas resultantes son digitalizados, ellos pueden ser actualizados y revisados con datos adicionales que se tengan disponibles y pueden construirse mapas con este modelo y cualquier condición de movimiento del suelo, cuando se necesiten.
- ✓ En la figura 6.12, se muestra un diagrama de flujo de los pasos secuenciales para la obtención de mapas de peligrosidad usando el modelo digital de Jibson, (1994):

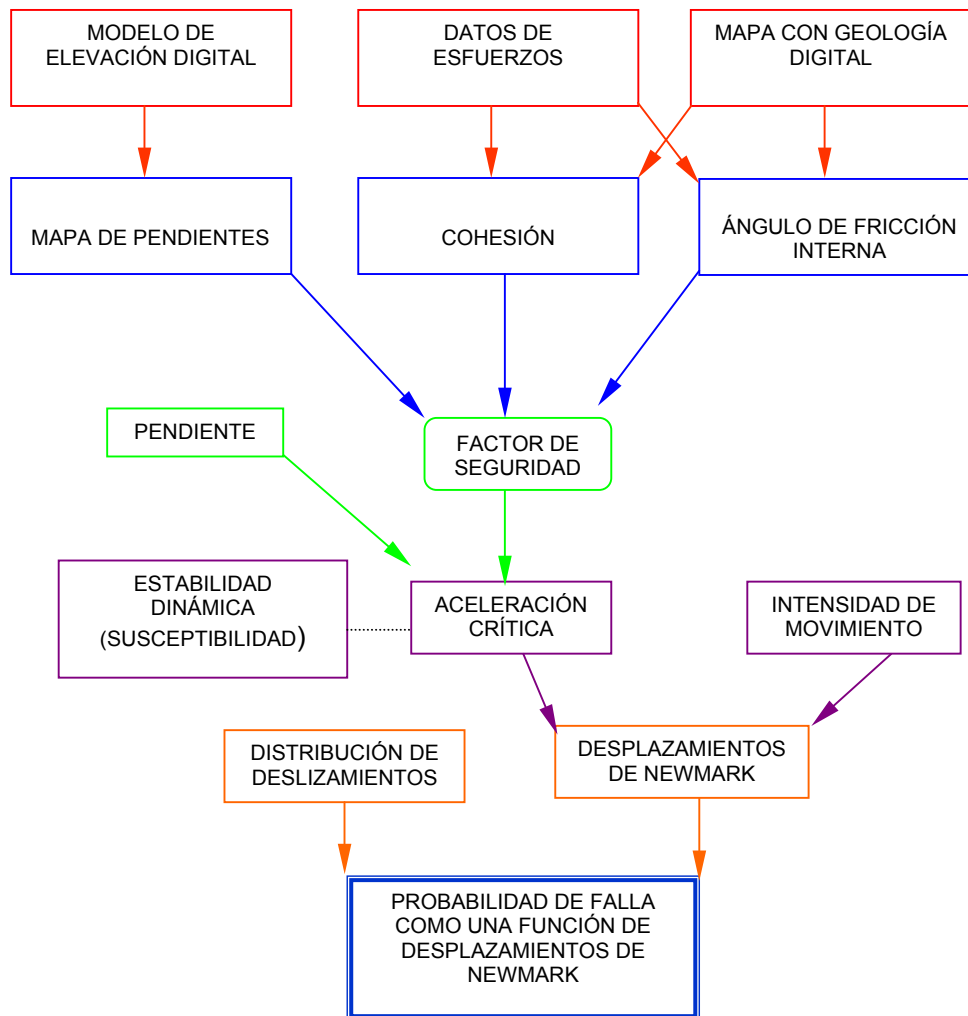


Figura 6.12. Diagrama de flujo del procedimiento para construir un mapa de probabilidad de deslizamientos activados por terremotos (Modificado de Jibson, 1998).

El procedimiento se detalla en los siguientes pasos:

### 1. Cálculo del factor de seguridad estático:

- a) Usar una recopilación de datos de resistencia de los materiales del talud, para asignar esfuerzos de corte representativos a cada unidad sobre un mapa geológico y asociar los valores de resistencia de cohesión ( $c$ ) y fricción ( $\phi$ ) a cada cuadrícula.
- b) Construir un mapa digital de pendientes a partir de un modelo digital de elevaciones.
- c) Combinar las propiedades mecánicas del material del talud ( $c$  y  $\phi$ ) y los datos de pendiente para obtener el factor de seguridad estático para cada cuadrícula.



La estabilidad dinámica de un talud, en el contexto del método de Newmark, está relacionada con la estabilidad estática. Ver ecuación 6.14. Por lo tanto el factor de seguridad estático puede ser calculado para cada cuadrícula. Para propósitos de un análisis regional, se puede usar un modelo simple de equilibrio límite con pendiente infinita teniendo valores de cohesión ( $c$ ) y fricción ( $\phi$ ). El factor de seguridad en estas condiciones puede ser obtenido con la ecuación 6.18

En la ecuación 6.18 ya descrita, el primer término corresponde al componente cohesivo, el segundo al componente friccionante y el tercer término es una reducción del esfuerzo debido a la presión de poros. En las condiciones de calibración del modelo, la presión de poros no se incluye porque casi todas las fallas han ocurrido en condiciones secas del talud. Para el cálculo del factor de seguridad se necesita lo siguiente:

- ✓ Mapa geológico
- ✓ Mapa de pendientes
- ✓ Mapa de factores de seguridad

## **2. Cálculo de la aceleración crítica**

Para cada cuadrícula calcular la aceleración crítica combinando el factor de seguridad y su pendiente. Ecuaciones 6.14 y 6.18.

## **3. Estimación de los desplazamientos de Newmark**

Estimar el desplazamiento de Newmark usando una ecuación de regresión empírica para combinar la aceleración crítica de cada cuadrícula y su intensidad del movimiento para el sismo seleccionado.

Para facilitar el uso del método de Newmark en análisis regionales, Jibson (1993), desarrolla un método simplificado en donde una ecuación de regresión empírica es usada para la estimación de los desplazamientos de Newmark como función de la intensidad del movimiento y la aceleración crítica. Ver ecuación 6.23:

$$\log D_N = 1.460 \log I_a - 6.642 a_c + 1.546 \pm 0.409 \quad (6.23)$$

donde,

$I_a$ , Intensidad de Arias (m/s)

$PGD$ , desplazamiento permanente del suelo (cm);

$Ac$ , aceleración crítica ( $g$ 's);

Para cada registro se plotea la intensidad de Arias y se interpola los valores para obtener un mapa de líneas de igual Intensidad de Arias.

Usando la ecuación (6.23) se estiman los desplazamientos de Newmark combinando los correspondientes valores de aceleración crítica e Intensidad de Arias para cada cuadrícula y así obtener un mapa de desplazamientos.

#### **4. Estimación de la probabilidad de falla**

Construir una curva para estimar la probabilidad de falla del talud como función del desplazamiento de Newmark:

- a) Para intervalos secuenciales del desplazamiento de Newmark, calcular la proporción de cuadrículas contenidas en los deslizamientos.
- b) Dibujar la proporción de taludes fallados en cada intervalo como una función de los desplazamientos de Newmark y ajustar una curva de regresión.

Los desplazamientos de Newmark de cada cuadrícula de la rejilla se agrupan en rangos, por ejemplo, 0 a 1 cm primer rango, de 1 a 2 cm segundo rango y así sucesivamente. Para cada rango se calcula la proporción de cuadrículas ocupadas por un deslizamiento fuente que se dibujan en función de los desplazamientos. Los datos muestran claramente la utilidad del método de Newmark para predecir la densidad espacial de deslizamientos activados sísmicamente: la proporción de cuadrículas de deslizamientos de la rejilla se incrementa monótonicamente con el incremento de los desplazamientos. La proporción de las cuadrículas se incrementan rápidamente en los primeros centímetros y en los niveles de 10 a 15 cm el rango de proporción alrededor de 27%. Esta relación es crítica en el sentido de la predicción porque la proporción de las celdas deslizadas es una estimación directa de la probabilidad, que alguna cuadrícula que esté dentro del rango de desplazamiento puede ser ocupada por el deslizamiento fuente.

Se aplica la curva de Weibull (1939), que inicialmente se desarrolló en el modelo de falla de muestras de rocas (Jaeger and Cook, 1969). La función que interpolan los datos produce una curva en forma de “S” que tiene la expresión:

$$P(f) = m[1 - \exp(-aD_n^b)] \quad (6.24)$$

donde,

$P(f)$ , es la proporción de celdas de deslizamientos,  
 $m$ , es la máxima proporción de celdas de deslizamientos entregadas por los datos,  
 $D_n$ , es el desplazamiento de Newmark en centímetros, y  
 $a$  y  $b$  son constantes de regresión para ser determinadas.

La expresión dentro de los corchetes produce valores en el rango comprendidos entre 0 y 1.

Como experiencia se anota que en el análisis del sismo de 1994 de Northridge, California, se observó que los datos muestran un ajuste muy bueno ( $R^2=0.959$ ) y la predicción de la proporción de las cuadrículas de deslizamiento ( $P(f)$ ) puede ser usado para estimar directamente la probabilidad de falla de deslizamientos como función de los desplazamientos de Newmark. La curva de regresión obtenida es:

$$P(f) = 0.274[1 - \exp(-0.052D_n^{1.663})] \quad (6.25)$$

Una vez calibrada la curva y su correspondiente ecuación (ver figura 6.13) puede ser usada con diferentes condiciones de movimiento del suelo para predecir la probabilidad de falla de deslizamientos en función de la predicción de los desplazamientos de Newmark.

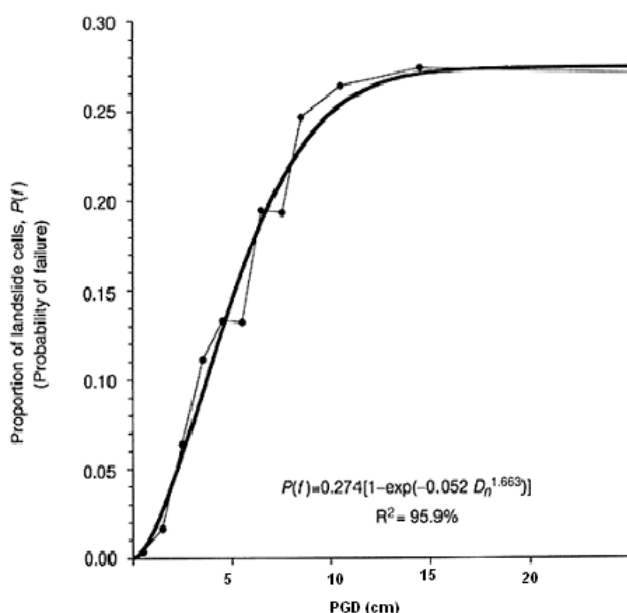


Figura 6.13. Proporción de cuadrículas como función de los desplazamientos de Newmark.

### **5. Elaboración de mapas de peligrosidad de deslizamientos causados por sismos**

Generar mapas indicando la probabilidad de la falla del talud debida al sismo en cualquier escenario de interés:

- a) Estimar el desplazamiento de Newmark combinando el movimiento de la cuadrícula de interés con la aceleración crítica de la cuadrícula, como en el paso 3.
- b) Estimar la probabilidad de la falla usando la curva de regresión calibrada para el paso 4.

Una vez obtenida mediante interpolación la curva de probabilidad de Weibull, se plantea la necesidad de acoplar los desplazamientos estimados por el modelo de Newmark y obtener la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en el campo. La curva así obtenida da las bases para la obtención de un mapa de peligrosidad de deslizamientos generados por sismos a partir de las condiciones específicas del movimiento del suelo.

Para la construcción de un mapa de peligrosidad (probabilidad) se procede de la siguiente manera:

Especificar las condiciones del movimiento del suelo en función de la Intensidad de Arias. Esto se puede unificar a un nivel de movimiento histórico o mediante la generación de sismos hipotéticos de una específica magnitud y localización. Ecuaciones simples relacionadas con la Intensidad de Arias se han desarrollado para estimar los movimientos del suelo (Jibson, 1993; Wilson and Keefer, 1985; Wilson, 1993).

Combinar las intensidades de los movimientos con la aceleración crítica y la estimación de los desplazamientos de Newmark.

Estimar la probabilidad de falla a partir de la curva de proporción versus desplazamientos de Newmark.

La ecuación de probabilidad (6.25) puede ser aplicada usando un grupo de movimientos del suelo para las condiciones de la zona de interés. La ecuación puede ser calibrada para ser usada en diferentes regiones teniendo en cuenta que se incrementa el grado de incertidumbre ya que los datos para dicha calibración generalmente no están disponibles. Por lo anterior, en tanto no se tenga otra curva debidamente calibrada parece conveniente utilizarla.

Los valores de  $a$ ,  $b$  y  $m$  de la ecuación (6.24) y (6.25) pueden variar para otras regiones si las características de los materiales geológicos, topografía, vegetación o humedad del suelo son significativamente diferentes a los de este estudio.

Los mapas realizados con esta metodología pueden ser usados para planes de prevención de emergencias, prevención y mantenimiento de líneas vitales, planeamiento urbanístico a largo plazo y otras aplicaciones.

## **6.4. APLICACIÓN A ANDORRA**

### **6.4.1. Presentación de zona en estudio**

Pocos son los países con zonas de alta montaña en los que las administraciones correspondientes presentan normativas del riesgo sísmico por deslizamientos. En el Principado de Andorra, país totalmente montañoso, la gestión de los riesgos de los fenómenos naturales se encuentra en etapa de inicio. Ver figura 6.14 y 6.15.



Figura 6.14. Vista general de la zona en estudio

Figura 6.15. Aspecto general del Solà de Andorra la Vella y Solà de Nadal, al pie la ciudad de Andorra la Vella



#### **6.4.2. Tipos de deslizamientos frecuentes en la zona de estudio**

Como deslizamiento se considera cualquier desplazamiento del terreno que constituye una ladera o escarpe, hacia el exterior de la misma y en sentido descendente. Los deslizamientos pueden originarse tanto en una formación superficial más o menos potente, como en un substrato rocoso competente, así como en una combinación de ambos (López. C., 2002).

Existen diferentes descripciones y clasificaciones propuestas por diferentes autores (Varnes, 1978; Hutchison, 1988; WP/WLI, 1993; Cruden y Varnes, 1996; Corominas, 1989). Para el presente trabajo se han tenido en cuenta las correspondientes a Corominas y Yagüe (1997), que son un compendio de las clasificaciones existentes. (tabla 6.8).

DENOMINACIÓN	TIPO DE DESLIZAMIENTO	SUBTIPO DE DESLIZAMIENTO
Movimientos en los que predomina la trayectoria vertical	Desprendimientos o caídas	
Movimientos de giro de bloques determinados por fracturación vertical en cantiles	Vuelcos	
Movimientos de grandes bloques al iniciarse la rotura	Superficies de desplazamiento planas o asimilables a planas	Resbalamientos o deslizamientos Desplazamientos concordantes Desplazamientos discordantes
	Desplazamientos sobre superficie curva	Deslizamiento rotacional
Movimientos de una masa revuelta o desorganizada	Flujos	Reptación Colada de tierra Soliflucción Corrientes de derrubios Golpe de arena y limo Flujos de roca Avalanchas
Movimientos con extrusión plástica lateral	Expansión lateral	
Otros movimientos	Deformaciones sin roturas o previas a la rotura	Reptación por fluencia Cabeceo de estratos Combadura Pandeo en valle Deformaciones gravitacionales profundas Rotura confinada
	Movimientos complejos	Colapso de volcanes Flujos deslizantes

Tabla 6.8. Clasificación y terminología de los deslizamientos propuesta por Corominas y Yagüe, 1997.

En la zona en estudio se observan gran parte de los diferentes tipos de deslizamientos definidos con la terminología de Corominas y Yagüe. Se tiene como trabajo de orientación el realizado por López C. (2002) y visitas de campo; los deslizamientos predominantes en la zona, son de cuatro tipos básicos en función de sus dimensiones, mecanismo de propagación y los factores detonantes de los mismos. Los tipos de deslizamientos más frecuentes son los desprendimientos, grandes deslizamientos, las corrientes de derrubios y los movimientos superficiales del terreno.

- **Desprendimientos**

Se incluyen todo tipo de movimientos de bloques rocosos con trayectoria vertical (falls) independientemente del volumen de masa rocosa movilizada. También se incluyen los vuelcos (topples).

Los desprendimientos suelen clasificarse según el volumen de masa rocosa inestabilizada. Los más comunes son las caídas de piedra y bloques rocosos (rockfall), donde el volumen total de la masa rocosa inestabilizada es inferior a 400 m<sup>3</sup>, los desprendimientos de cornisas rocosas (slab failure) con volúmenes comprendidos entre 400 y 100.000 m<sup>3</sup>, y los aludes rocosos (rock avalanches) con volúmenes superiores a 100.000 m<sup>3</sup> (López C., 2002). En la zona de Andorra la Vella se han observado múltiples caídas de bloques rocosos y desprendimientos de cornisas. Ver figura 6.16.



Figura 6.16. Desprendimientos de bloques rocosos en un sector de Andorra la Vella.

- **Grandes deslizamientos**

Los grandes deslizamientos son aquellos deslizamientos de dimensiones hectométricas a kilométricas, incluyéndose múltiples de los deslizamientos escritos por Corominas y Yagüe (1997). Dentro de este gran grupo se han incluido los grandes deslizamientos rotacionales (rotational slides), movimientos de una porción de terreno a lo largo de una superficie de cizalla cóncava, con una plataforma deprimida e inclinada a contrapendiente de la cabecera del deslizamiento. Los deslizamientos translacionales (slides), porción del terreno que se desplaza a lo largo de una superficie de cizalla más o menos plana. Las coladas de fango, que corresponden a una inestabilidad del terreno de morfología básicamente lobular, constituida por materiales finos que circulan a través de la superficie del terreno a velocidades de unos cuantos metros por hora. Las coladas de tierras, correspondientes a materiales finos a través de la superficie topográfica del terreno, a unas velocidades de orden de centímetros a metros por día, que da como resultado un depósito con morfología cónica. Se incluyen también las expansiones laterales (lateral spreading) y todo tipo de deformaciones gravitacionales profundas (sagging), que corresponden a grandes movimientos en vertientes con grandes desniveles. Y finalmente, los movimientos mixtos, constituidos por una combinación de diferentes mecanismos (López C., 2002). Gran parte de los deslizamientos de grandes dimensiones se generan en el momento de la retirada de los glaciares que ocupaban los valles principales de Andorra, por lo que los movimientos actuales del terreno suelen ser reactivaciones totales o parciales de estos grandes deslizamientos. Ver figura 6. 17.



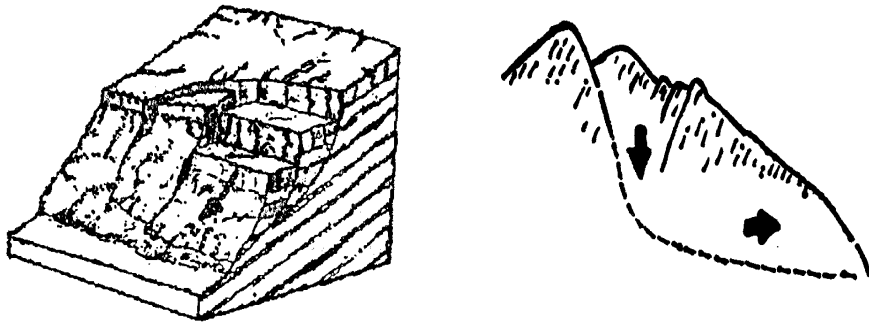


Figura 6.17. Deslizamientos de grandes dimensiones: Rotacional y expansión lateral.

- **Corrientes de derrubios**

Las corrientes de derrubios (debris flows) son movimientos de una formación superficial saturada de agua que circula a través de la superficie topográfica del terreno, con velocidades de unos cuantos metros por segundo. El depósito resultante suele ser un cono de deyección situado normalmente al pie de las vertientes, ver figura 6.18. Se observan múltiples corrientes de derrubios en la zona de estudio, los más grandes están situados en la confluencia de grandes corredores y torrenteras con los fondos de los valles principales.

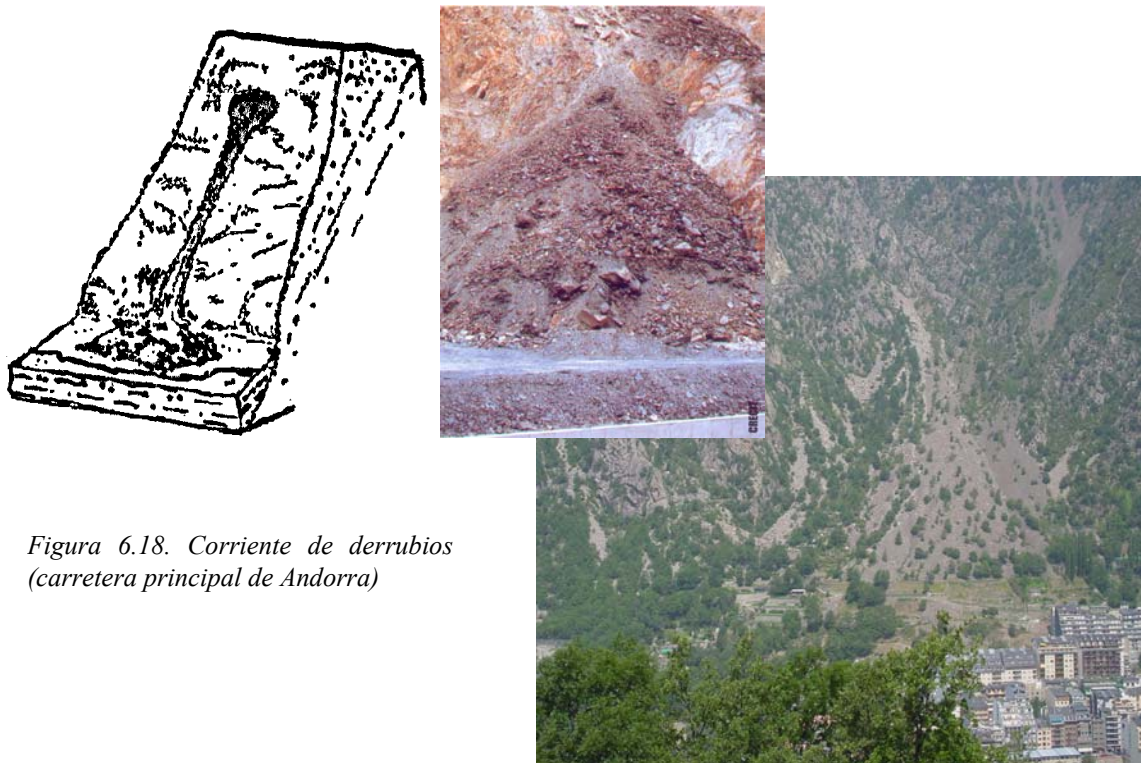


Figura 6.18. Corriente de derrubios (carretera principal de Andorra)



- **Deslizamientos superficiales**

Los deslizamientos superficiales son inestabilidades de formaciones superficiales de poco espesor, incluyendo todo tipo de movimientos lentos del terreno como es la reptación (creep) y la solifluxión (solifluction). Dentro de este grupo también se incluyen las pequeñas corrientes de derrubios que suceden en suelos saturados después de lluvias extremas (López C., 2002). Ver figura 6.19.

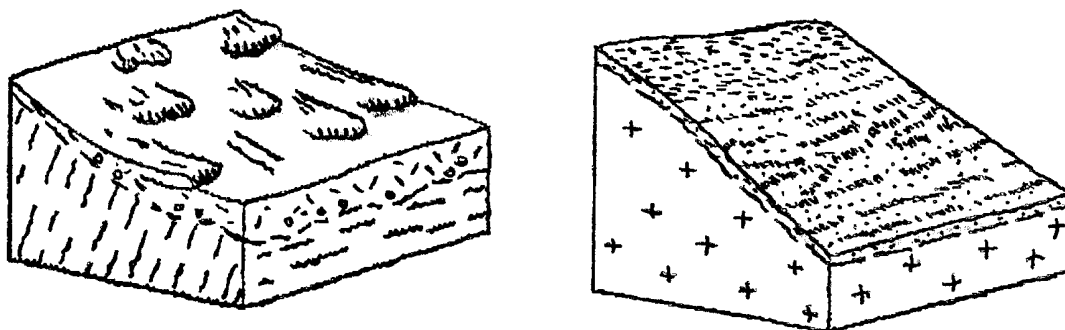


Figura 6.19. Ejemplos de deslizamientos superficiales: solifluxión y reptación de formación superficial.

#### **6.4.3. Consideraciones geológicas y geotécnicas**

Se dispone de un mapa geológico en forma digital a escala 1:50000 con la información básica de todo el territorio de Andorra (CRECIT, 2002), que entrega gran parte de los elementos necesarios para el análisis preliminar de la peligrosidad sísmica de deslizamientos inducidos por terremotos.

Las litologías del substrato rocoso y de las formaciones superficiales de las laderas quedan individualizadas, según el mapa geológico, en cinco categorías fundamentales que son: (a) rocas masivas calcáreas, (b) pizarras grises con intercalaciones calcáreas, (c) margocalcáreas y pizarras violáceas, (d) granodioritas con biotita, y (e) intercalaciones de calcáreas y pizarras.

Para tener una visión de la estimación de las propiedades mecánicas de estas litológicas, se ha realizado una revisión bibliográfica dirigida a obtener las propiedades mecánicas de cohesión ( $c$ ) y ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), que se usarán posteriormente en el cálculo del factor de seguridad de las laderas. Ver tablas 6.90 a 6.14.

SÍMBOLO	NOMBRE DE LA FORMACIÓN	$\phi(^{\circ})$	c(lbs/pie <sup>2</sup> )
Qal	Quaternary deposits (many units combined)	34°	350
Qsw	Slope wash	34°	400
Qc	Caliche	34°	400
Qls	Landslide deposits	30°	500
QTs	Saugus Formation	34°	400
Qtsu	Saugus Formation , Upper Member (silty breccia)	34°	450
QTsm	Saugus Formation, Lower Member	34°	450
Tws	Towsley Formation (shale)	30°	550
Tm	Modelo Formation (shale)	31°	550
Tm2	Modelo Formation (porcellaneous shale)	31°	600
Tm1	Modelo Formation (shale/mud)	31°	550
Tto	Topanga Formation (ss)	34°	550
Ttb	Topanga Formation (basalt)	34°	700
Tt1	Topanga Formation (shale)	31°	600
Tt2	Topanga Formation (ss)	34°	550
Tl	Llajas Formation (ss,silt, clay, cg)	34°	600
Tlc	Llajas Formation (calcareous ss)	36°	900
Ts	Santa Susana Formation (clay shale)	30°	700
Tscl	Simi Conglomerate (cg)	34°	850

Tabla 6.9. Ángulo de fricción interna y cohesión para diferentes formaciones geológicas. (según Jibson,1998).

Formación rocosa	Roturas en cuña		Roturas planas	
	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$
Margas y margocalizas eocenas (Bagá)	0.25-0.65	38°-43°	0.5-1.1	43°-45°
Calizas margosas y areniscas	0.25-1.1	45°	3	35°
Areniscas y argilitas (Permotrias)	0.25-0.5	35°	1.6	40°
Pizarras y conglomerados (Paleozóico)	0.2- 0.4	41°	1.5	35°

Tabla 6.10. Parámetros resistentes en algunas formaciones geológicas del flanco sur de la Sierra del Cadi estimados a partir de análisis retrospectivo de algunos taludes con síntomas de inestabilidad. (Según Alonso et al., 1988).

Peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos

TIPO DE ROCA	$c'$ kp/cm <sup>2</sup>	$\phi'$ grados
Andesita ... ..	280	—
Anhidrita ... ..	94	42
Antracita ... ..	100	16-22
Arenisca ... ..	42- 420	48-50
	100	59
	140	38
Arenisca de grano muy fino ( <i>siltstone</i> )	50	—
Basalto ... ..	300- 420	50-48
Caliza ... ..	35- 350	37-58
	140- 350	58-35
Caliza de Solenhofen ...	780	24
Caliza margosa ... ..	10- 60	30-40
Carbón poco hecho ... ..	10- 30	35-26
Creta ... ..	0- 2,4	24-46
	(media 0,5)	(media 38)
Cuarcita ... ..	960	54
Diabasa ... ..	900-1.300	50-40
Diorita ... ..	140	—
Dolomía ... ..	520-1.600	17-37
Esquisto ... ..	20- 140	54-27
Esquisto arcilloso ( <i>shale</i> ) ... ..	80- 580	22-43
Gabro ... ..	350	35
Gneiss ... ..	175- 210	43
Granito ... ..	100- 480	58-51
	220	58
Granito alterado ... ..	13- 1	62-41
Grauwacka ... ..	60- 110	50-45
Mármol ... ..	210- 350	34
Mortero de cemento y arena (1:2) ...	45	34,3
Piedra de cieno ( <i>mudstone</i> ) meteo- rizada ... ..	0- 0,07	19-27
Pizarra ... ..	40- 330	36-48
Porfido ... ..	< 200	51,2
Toba ... ..	7	—

Tabla 6.11. Valores típicos de los parámetros efectivos para probetas de roca (Salas, 1971).

Tipo de roca	$\sigma_c$ (k/cm <sup>2</sup> )	c, cohesión (k/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Granito	Variación 700-2800	98-405	51-58
	Media 1750	250	55
Caliza	Variación 210-2100	35-350	37-58
	Media 1050-1400	175-232	50
Arenisca	Variación 210-2100	42-420	48-50
	Media 560-1400	112-290	48

Tabla 6.12. Parámetros típicos de resistencia al corte de rocas intactas (Tomado de: Mecánicas de Rocas en la Ingeniería Práctica, Zienkiewicz, 1968).

TABLE I - TYPICAL ROCK AND SOIL PROPERTIES

Type	Material	Density $\gamma$		Friction angle $\phi$		Cohesion c			
		Kg/m <sup>3</sup>	Lb/ft <sup>3</sup>	Material	Degs.	Material	Kg/m <sup>2</sup>	Lb/ft <sup>2</sup>	
COHESIONLESS	Sand	Dry coarse sand	1440	90	Compacted, well graded, uniform	40-45			
		Dry fine sand	1600	100	Uniform, coarse, medium fine or silty sand	35-40			
		Wet sand	1840	115	Loose, well graded sand	35-40			
		Very wet sand	1920	120	Fine dry sand	30-35			
	Gravel	Common mixed	1760	110	Common mixed	35-45			
		River gravel	2240	140	Shingle	40			
		Loose Shingle	1840	115	Sandy compact	40-45			
		Sandy gravel	1920	120	Sandy loose	35-40			
	Waste rock	Granite	1600-2000	100-125	Crushed or broken rock	35-45			
		Basalt and dolerite	1760-2240	110-140	Broken chalk	35-45			
		Limestone and sandstone	1280-1920	80-120	Broken shale	30-35			
		Chalk	1000-1280	62-80					
		Shale	1600-2000	100-125					
COHESIVE	Clay	Dry clay	1760	110	Dry boulder clay	30	Very stiff boulder clay	17600	3600
		Damp, drained clay	1840	115	Damp, drained boulder clay	40	Hard shaley clay	14600	3000
		Wet clay	1920	120	Stiff clay	10-20	Stiff clay	9800	2000
		Sandy loam	1600	100	Soft clay	5-7	Firm clay	4900	1000
		Marl	1760	110	Clay gouge	10-20	Soft clay	2400	500
		Gravelly clay	2000	125	Calcite shear zone material	20-27			
		Shale fault material				14-22			
	Overburden	Top soil	1360	85	Overburden soil	30-35	Overburden soil	490-4900	100-1000
		Dry soil	1440	90					
		Moist soil	1600	100					
		Wet soil	1680	105					
	Rock mass	Granite	2614	164	Granite	30-50	Hard rock mass (granite, porphyry etc)	9800-30000	2000-6400
		Quartzite	2614	164	Quartzite	30-45			
		Sandstone	1950	122	Sandstone	30-45			
		Limestone	3169	180	Limestone	30-50			
		Porphyry	2580	160	Porphyry	30-40			
		Shale	2400	150	Shale	27-45			
Chalk		1760	110	Chalk	30-40				

Tabla 6.13. Propiedades típicas de rocas y suelo.

Peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos

TIPO DE ROCA	TIPO DE SUPERFICIE	SECA				SATURADA				
		PICO		RESIDUAL		PICO		RESIDUAL		
		c' t/m <sup>2</sup>	φ' grados	c' <sub>r</sub> t/m <sup>2</sup>	φ' <sub>r</sub> grados	c' t/m <sup>2</sup>	φ' grados	c' <sub>r</sub> t/m <sup>2</sup>	φ' <sub>r</sub> grados	
Arenisca ... ..	Plano de sedimentación	0	34-45	}	0	27-34	0	37-39	}	> 25
Arenisca ... ..	Diaclasa	≈ 0	31-43				0	39-40		
Arenisca de grano muy fino (siltstone) ... ..	Diaclasa	—	28-30	—	—	—	—	—	—	—
Basalto ... ..	Diaclasa	0	47	—	—	0	47	—	—	—
Caliza ... ..	Diaclasa	—	> 45	—	33-37	—	—	—	—	—
Caliza metamórfica ... ..	Superficie de sedimentación	3,8	49	0	49	1,5	42	—	—	—
Caliza oolítica	Diaclasa	0	44	—	27-41	—	—	—	—	—
Contacto entre arena (φ' = 37,5°) y esquistos sericitico muy meteorizado, duro, de Venezuela ...	Plano de esquistosidad	—	—	—	—	0	31	—	—	—
Contacto entre arenisca y arcilla esquistosa (clay shale).	Plano de sedimentación	1,2 (*)	33,5 (*)	—	—	0,5 (**)	35 (**)	—	—	—
Conglomerado ... ..	—	—	—	—	35-38,7	—	—	—	—	—
Creta ... ..	Planos de sedimentación o diaclasas	0- 0,7	40-41	—	—	0-1,3	34-41	—	—	—
Cuarcita ... ..	Diaclasa	0	41-44	—	—	0	37	0	24	—
Diabasa (Evdokimov y Sapegin, 1964) ... ..	Diaclasas de 0,5 a 1,5 mm rellenas con clorita	24-74	31-43	—	—	—	—	—	—	—
Idem pero con deformación tangencial máxima de 10 milímetros ... ..	—	17-41	39-24	—	—	—	—	—	—	—
Idem pero con deformación tangencial máxima de 5 milímetros ... ..	—	15-36	33-23	—	—	—	—	—	—	—
Idem pero con deformación tangencial máxima de 2 milímetros ... ..	—	9-32	27-19	—	—	—	—	—	—	—
Dolerita ... ..	Diaclasas	0	52	—	—	0	37	—	—	—
Esquistos ... ..	Plano de esquistosidad	13,3	41	4	39,8	—	—	—	—	—
Esquistos arcilloso (shale) ...	Diaclasa	0	37	—	—	—	27	—	—	—
Esquistos cretoso ... ..	Diaclasa	0	29-38	—	—	—	—	—	—	—
Esquistos cuarzo - sericitico, muy meteorizado, duro, de Venezuela ... ..	Plano de esquistosidad	> 40,7	> 51,5	—	—	38	> 33	—	—	—
Esquistos grafitoso, descompuesto, de Venezuela ... ..	Plano de esquistosidad	—	—	—	—	< 2,5	> 57	—	—	—
Esquistos sericitico descompuesto, de Venezuela ... ..	Plano de esquistosidad	—	> 45,8	—	—	< 2,1	> 34	—	—	—
Filita ... ..	Plano de esquistosidad	0- 1,3	40-42	—	—	0	32	—	—	—
Gabro ... ..	Diaclasa	0	47	—	—	0	48	—	—	—
Gneiss ... ..	Plano de esquistosidad	7	49	0	35-49	0	44	—	> 31	—
Grauwacka ... ..	Diaclasa	—	> 38	—	—	—	—	—	—	—
Mármol ... ..	—	—	—	—	32	—	—	—	—	—
Monzonita con cuarzo ... ..	—	—	—	—	32	—	—	—	—	—
Piedra de cieno (mudstone) meteorizada ... ..	—	—	—	—	—	—	—	0	17,5-19	—
Pizarra ... ..	Plano de esquistosidad	0	32	—	—	0	26	—	—	—
Pizarra sericitica ... ..	Plano de esquistosidad	—	> 15,5	—	—	—	—	—	—	—
Roca de silicato cálcico ...	Plano de sedimentación	—	48	—	—	—	—	—	—	—
	Diaclasa	—	47	—	—	—	—	—	—	—

Tabla 6.14. Resistencia al corte a lo largo de diversas superficies de discontinuidad en rocas. (Salas, 1971).

Como resultado de la revisión bibliográfica se estiman los parámetros de resistencia para las cinco formaciones geológicas de Andorra, indicados en la tabla 6.15.

LITOLOGÍA	PARÁMETROS DE RESISTENCIA	
	$c$ (lbs/pie <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Rocas calcáreas	Variación 600.0 – 1200.0	32 – 40
	Media 900.0	36
Pizarras+calcáreas grises	Variación 306.0 - 430.0	32 – 40
	Media 368.0	36
Margocalcareas y pizarras violáceas	Variación 110.0 – 156.0	30 – 45
	Media 133.0	38
Alternancias de calcáreas y pizarras marrones	Variación 306.0 – 430.0	32 – 40
	Media 368.0	38
Granodioritas con biotita	2040	41

Tabla 6.15. Parámetros de resistencia estimados para las litologías del sector de estudio.

#### 6.4.4. Aplicación del modelo de Newmark

- **Cálculo de la aceleración crítica**

Para el presente trabajo se han obtenido las aceleraciones críticas a partir de las estimaciones de las propiedades físico-mecánicas de las cinco unidades litológicas predominantes de la zona en estudio, teniendo presente tres métodos para obtenerla y seleccionando la más adecuado, en función de los parámetros que se dispongan.

Una vez obtenidos los datos geológicos y geotécnicos para la zona de interés, se estimó  $\gamma$  en 1500 lbs/pie<sup>2</sup> y un peso unitario de 100 lbs/pie<sup>3</sup> y una profundidad de falla de 15 pies (4.60m). A continuación se describen los métodos y resultados de los cálculos para las 5 unidades litológicas.

**Método 1:** Con la ecuación (6.18) propuesta por Jibson (1998) se calcula el factor de seguridad estático y con la ecuación de aceleración crítica de Newmark (1965), se obtiene la aceleración crítica para diferentes pendientes. Los resultados se muestran en la tabla 6.16.

Peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos

PTE. (°)	1. Rocas calcáreas $\phi = 36^\circ$ $c = 900$ lib/pie <sup>2</sup>		2 y 4. Pizarras+calcar. $\phi = 36^\circ$ $c = 368$ lib/pie <sup>2</sup>		3. Margocalcáreas $\phi = 38^\circ$ $c = 133$ lib/pie <sup>2</sup>		5. Granodioritas $\phi = 41^\circ$ $c = 2040$ lib/pie <sup>2</sup>	
	FAC.SEG	Ac (g's)	FAC.SEG	Ac (g's)	FAC.SEG	Ac (g's)	FAC.SEG	Ac (g's)
10	7.58	1.14	5.53	0.79	4.94	0.68	12.76	2.04
20	3.75	0.94	2.71	0.59	2.41	0.48	6.36	1.83
30	2.46	0.73	1.75	0.37	1.53	0.27	4.23	1.61
40	1.80	0.51	1.25	0.16	1.07	0.04	3.15	1.38
45	1.58	0.41	1.07	0.05	0.91	-	2.79	1.27

Tabla 6.16. Resultados de factores de seguridad y aceleraciones críticas según el método 1.

**Método 2:** Aplicando el programa PCSTBL5 de la Universidad de Purdue, se calcula el factor de seguridad para diferentes aceleraciones que permite generar diversas superficies de falla y seleccionar la más crítica. Los datos de entrada son la topografía, que para el caso de Andorra corresponde a las diferentes pendientes del terreno, parámetros geotécnicos ( $c$ ,  $\phi$  y  $\gamma$ ) y diferentes aceleraciones horizontales. La aceleración crítica será aquella cuyo factor de seguridad esté en torno a 1. Los resultados para cada una de las 5 litologías se muestran desde la tabla 6.17 y figura 6.20 hasta la tabla 6.20 y figura 6.23.

acel(g's)	FACTORES DE SEGURIDAD				
	10°	20°	30°	40°	45°
0	5.67	2.57	1.63	1.16	0.99
0.01	5.36	2.50	1.60	1.14	0.97
0.025	4.95	2.39	1.55	1.10	0.94
0.05	4.39	2.23	1.47	1.06	0.90
0.1	3.57	1.96	1.33	0.97	
0.15	3.01	1.74	1.21	0.89	
0.2	2.59	1.56	1.10		
0.25	2.27	1.42	1.01		
0.3	2.02	1.29	0.93		
0.35	1.82	1.19	0.86		
0.4	1.65	1.09			
0.45	1.51	1.01			
0.5	1.39	0.94			
0.55	1.29	0.88			
0.6	1.20				
Ac.(g's)		0.45	0.25	0.10	

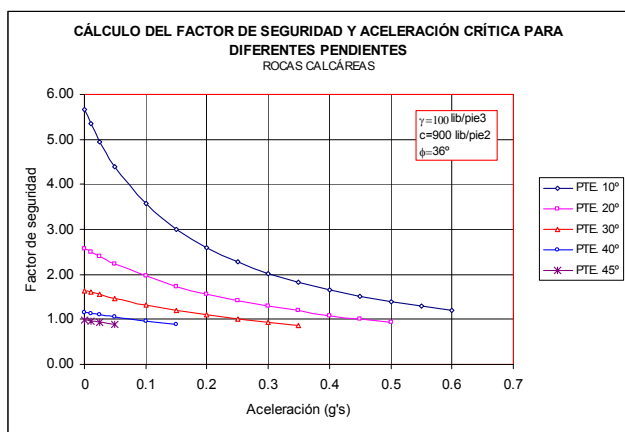


Tabla 6.17 y figura 6.20. Factores de seguridad y aceleraciones críticas para rocas calcáreas, usando el método 2.

FACTORES DE SEGURIDAD					
acel(g's)	10°	20°	30°	40°	45°
0	4.84	2.31	1.47	1.02	0.86
0.01	4.57	2.22	1.43	1.00	0.84
0.025	4.22	2.15	1.39	0.98	0.83
0.05	3.74	2.00	1.31	0.93	0.79
0.1	3.04	1.75	1.18	0.85	0.72
0.15	2.56	1.55	1.08	0.77	0.65
0.2	2.20	1.39	0.97	0.71	
0.25	1.93	1.27	0.89	0.64	
0.3	1.71	1.15	0.82		
0.35	1.54	1.05	0.76		
0.4	1.39	0.97	0.70		
0.45	1.27	0.89	0.65		
0.5	1.17	0.83	0.60		
0.55	1.08				
0.6	1.01				
Ac.(g's)	0.60	0.40	0.20	0.01	

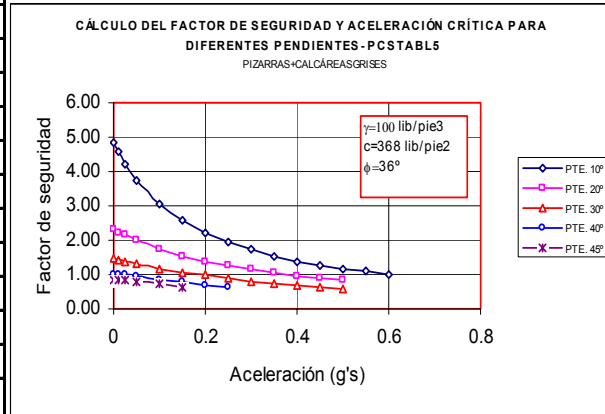


Tabla 6.18 y figura 6.21. Factores de seguridad y aceleraciones críticas para pizarras + calcáreas, usando el método 2.

FACTORES DE SEGURIDAD					
acel(g's)	10°	20°	30°	40°	45°
0	4.74	2.31	1.46	1.01	0.85
0.01	4.48	2.24	1.43	0.99	0.83
0.025	4.14	2.14	1.38	0.96	
0.05	3.67	2.00	1.31	0.91	
0.1	2.98	1.75	1.18		
0.15	2.50	1.55	1.07		
0.2	2.15	1.39	0.97		
0.25	1.88	1.25	0.88		
0.3	1.67	1.14			
0.35	1.50	1.04			
0.4	1.36	0.95			
0.45	1.24	0.88			
0.5	1.14				
0.55	1.05				
0.6	0.98				
Ac.(g's)	0.60	0.35	0.20	0.01	

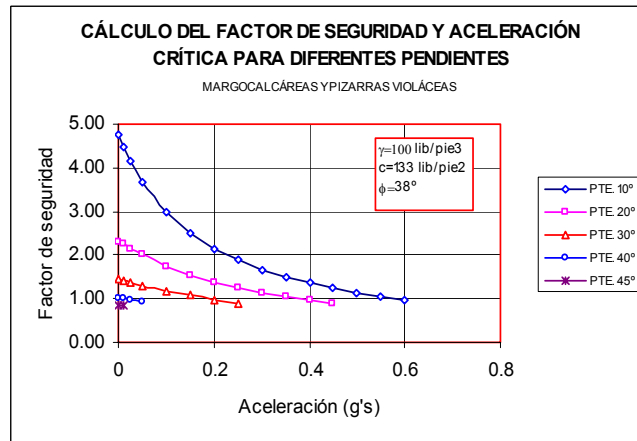


Tabla 6.19 y figura 6.22. Factores de seguridad y aceleraciones críticas para rocas margocalcáreas, usando el método 2.



Peligrosidad de deslizamientos activados por terremotos

acel(g's)	FACTORES DE SEGURIDAD				
	10°	20°	30°	40°	45°
0	8.27	3.49	2.24	1.56	1.35
0.01	7.82	3.38	2.19	1.54	1.32
0.025	7.22	3.24	2.12	1.50	1.29
0.05	6.41	3.02	2.01	1.43	1.24
0.1	5.22	2.66	1.82	1.32	1.14
0.15	4.40	2.37	1.66	1.21	1.05
0.2	3.80	2.13	1.52	1.12	0.97
0.25	3.33	1.93	1.40	1.03	0.89
0.3	2.96	1.77	1.30	0.96	
0.35	2.67	1.62	1.20	0.89	
0.4	2.43	1.50	1.11		
0.45	2.22	1.39	1.04		
0.5	2.05	1.29	0.97		
0.55	1.90	1.20	0.91		
0.6	1.77	1.13			
Ac.(g's)			0.45	0.25	0.2

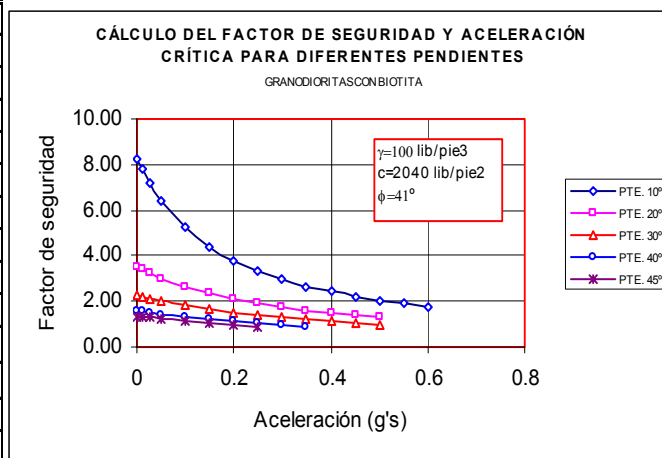


Tabla 6.20 y figura 6.23. Factores de seguridad y aceleraciones críticas para rocas granodioritas, usando el método 2.

**Método 3:** Combinando el factor de seguridad estático ( $a(t)=0$ ) obtenido a partir del programa PCSTBL5 y la ecuación (6.14) de Newmark (1965). Los resultados para las 5 litologías se muestran en la tabla 6.21.

PTE. (°)	1. Rocas calcáreas $\phi = 36^\circ$ $c = 900$ lib/pie <sup>2</sup>		2 y 4. Pizarras+calcar. $\phi = 36^\circ$ $c = 368$ lib/pie <sup>2</sup>		3. Margocalcáreas $\phi = 38^\circ$ $c = 133$ lib/pie <sup>2</sup>		5. Granodioritas $\phi = 41^\circ$ $c = 2040$ lib/pie <sup>2</sup>	
	FAC.SEG	Ac (g's)	FAC.SEG	Ac (g's)	FAC.SEG	Ac (g's)	FAC.SEG	Ac (g's)
10	5.67	0.81	4.84	0.67	4.74	0.65	8.27	1.26
20	2.57	0.54	2.31	0.45	2.71	0.45	3.49	0.85
	1.67	0.32	1.47	0.23	1.46	0.23	2.24	0.62
40	1.16	0.10	1.02	0.01	1.01	0.01	1.56	0.36
45	0.99	-	0.86	-	0.85	-	1.35	0.25

Tabla 6.21. Resultados de factores de seguridad y aceleraciones críticas usando el método 3.

En la tabla 6.22 se muestran los resultados de aplicar los 3 métodos a las cinco litologías seleccionadas de la zona en estudio a partir de la cual se toman las aceleraciones más críticas que se muestran en la tabla 6.23. El método 2 (PCSTBL5) es el que controla la selección de éstas; es importante aclarar que este método permite realizar los cálculos con más detalle, para lo cual se debe disponer de mejores parámetros geoténicos (superficiales y profundos) y perfiles topográficos específicos.

LITOLOGÍA	Pte. (°)	10	20	30	40	45
	Método					
1. Rocas calcáreas	1	1.142	0.941	0.729	0.514	0.407
	2	*	0.450	0.250	0.100	-
	3	0.811	0.537	0.315	0.103	-
2. y 4. Pizarra + calcáreas	1	0.787	0.586	0.385	0.159	0.052
	2	0.600	0.400	0.200	0.010	-
	3	0.666	0.449	0.233	0.014	-
3. Margocalcáreas	1	0.684	0.481	0.265	0.044	-
	2	0.600	0.350	0.200	0.010	-
	3	0.649	0.448	0.230	0.006	-
5. Granodioritas	1	2.042	1.835	1.613	1.383	1.268
	2	*	*	0.450	0.250	0.200
	3	1.262	0.852	0.620	0.360	0.247

\* Aceleraciones altas (>0.6g).

Tabla 6.22. Cuadro comparativo y selectivo de aceleraciones críticas obtenidas a partir de los 3 métodos. Las sombreadas son las seleccionadas.

PENDIENTE (°)	ACELERACIONES CRÍTICAS (g's)				
	R. calcáreas	Pizarras+calc.	Margocalcáreas	Calcáreas+pizarras	Granodioritas
10	0.81	0.60	0.60	0.60	1.26
20	0.45	0.40	0.35	0.40	0.85
30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.45
40	0.10	0.01	0.06	0.01	0.25
45	-	-	-	-	0.20

Tabla 6.23. Valores de aceleración crítica estimadas para las diferentes litologías y pendientes de la zona en estudio.

#### • Cálculo de desplazamientos de Newmark

En la figura 6.24 se muestran los 3 acelerogramas seleccionados a partir del espectro de respuesta con período de retorno 475 años y amortiguamiento del 5% adoptado a Andorra. Posteriormente se calculan los desplazamientos de Newmark con las aceleraciones críticas calculadas en la tabla 6.23. teniendo en cuenta que sus correspondientes aceleraciones máximas (tabla 6.24), cumplen con que  $A_{\max} > A_c$ ; para el caso solamente la pendiente de 40° cumple con esta condición, necesaria para aplicar el método de Newmark. Los resultados se muestran en la tabla 6.24.

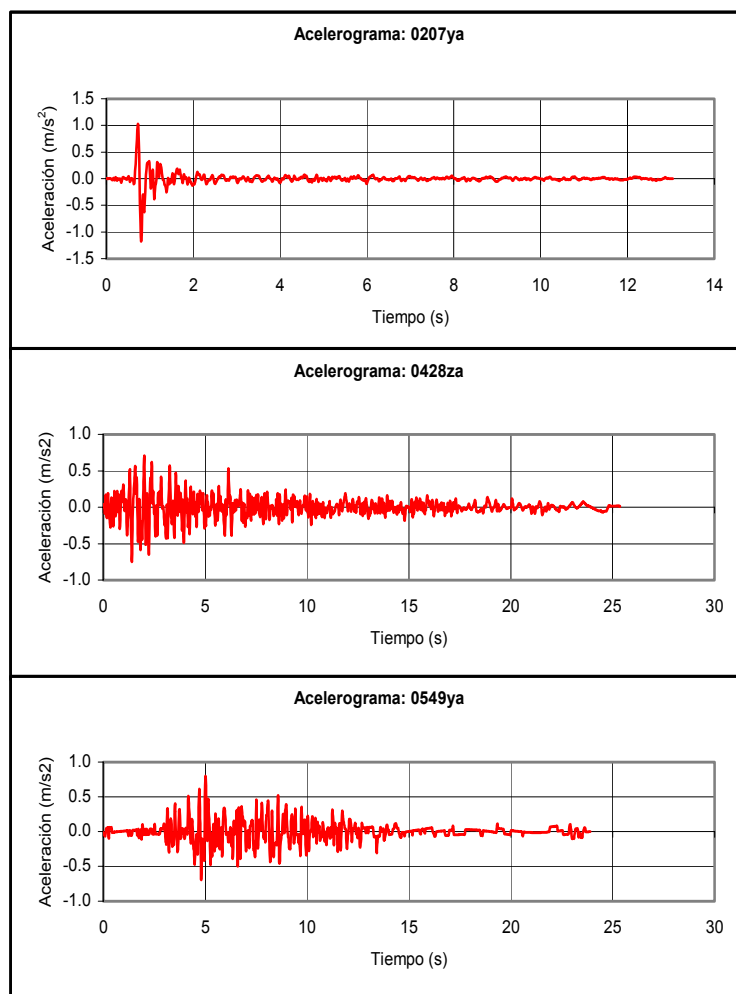


Figura 6.24. Acelerogramas adoptados para Andorra.

No.	Sismo	Amax(g's)	Duración (s)	Distancia epicentral (km)	Aceleraciones críticas (g's) y desplazamientos (cm)		
					0.01 <sup>(1)</sup>	0.06 <sup>(2)</sup>	0.10 <sup>(3)</sup>
1	0207ya	0.120	13	8	0.730	0.067	0.001
2	0428za	0.076	25	23	4.069	0.005	0
3	0549ya	0.082	23	30	4.982	0.036	0

Tabla 6.24. Desplazamientos de Newmark en cm calculados para los sismos adoptados a Andorra y una pendiente de 40°.

- (1) Pizarras+calcáreas.
- (2) Margocalcáreas.
- (3) Rocas calcáreas.

• **Comparación de resultados usando las aceleraciones críticas con Intensidad de Arias**

Con el propósito de mirar el comportamiento de los desplazamientos obtenidos con el método de Newmark para California (ecuación 6.6, Jibson (1994)), España (figura 6.10), Grecia (figura 6.11) y Andorra (tabla 6.24) se elabora la tabla 6.26 para una pendiente de 40° y sus correspondientes Intensidades de Arias (tabla 6.25). Para la comparación de los resultados se agrupa el sismo 2 y 3 que muestran características en cuanto a duración y distancia epicentral para distancias lejanas y el sismo 1 con características de distancias cercanas.

No.	Sismo	Intensidad de Arias (m/s)
1	0207ya	0.076
2	0428za	0.230
3	0549ya	0.231

Tabla 6.25. Intensidad de Arias para los acelerogramas seleccionados.

	Ac = 0.01 g Ia (m/s) : 0.076 – 0.230	Ac = 0.06 g Ia : 0.076 – 0.230
Curvas California (Jibson, 1994)	0.70 – 3.53	0.33 – 1.64
Curvas España (Newmark, 1965)	1.54 – 4.69	-
Curvas Grecia (Newmark, 1965)	2.87 – 15.14	0.34 – 1.86
Cálculo directo*	0.73 – 4.53	0.067 – 0.021

\* Desplazamientos obtenidos a partir de los acelerogramas adoptados.

Tabla 6.26. Comparación de los desplazamientos (cm) obtenidos para Andorra aplicando las diferentes técnicas.

Se compararon los desplazamientos obtenidos anteriormente por un cálculo directo de integración con los desplazamientos que se obtienen a través de las aceleraciones obtenidas con la Intensidad de Arias para California, España y Grecia.

Teniendo en cuenta que la aceleración crítica  $Ac = 0.01 \text{ g}$  es la que da valores de desplazamientos del orden de los centímetros, posibles para Andorra, se adopta ésta como la más crítica.

Aplicando la ecuación 6.9 obtenida por Jibson (1998), a partir del sismo de Northridge, California, 1994, se estima la probabilidad de falla de los deslizamientos como función de los desplazamientos de Newmark calculados. Es de indicar que los valores aquí determinados corresponden a desplazamientos pequeños y por tanto a probabilidades

bajas en la curva de la figura 6.13. Los resultados encontrados se indican en la tabla 6.27.

		<b>Probabilidad de falla Ac = 0.01g</b>	
		<b>la (m/s): 0.076– 0.230</b>	
<b>Curvas California (Jibson, 1994)</b>	<b>0.008 – 0.095</b>		
<b>Curvas España (Newmark, 1965)</b>	<b>0.028 – 0.135</b>		
<b>Curvas Grecia (Newmark, 1965)</b>	<b>0.071 – 0.272</b>		
<b>Cálculo directo</b>			<b>0.008 – 0.130</b>

Tabla 6.27. Probabilidad de falla de los deslizamientos en función de los desplazamientos de Newmark posibles para Andorra.

Para los valores considerados de movimiento sísmico correspondiente a una estimación realizada para un período de retorno de 475 años no hay peligro, razonablemente, de deslizamientos en laderas con pendientes menores que 40°. Para pendientes mayores las evaluaciones aquí realizadas muestran una probabilidad no despreciable de ocurrencia de deslizamientos, correspondiendo aproximadamente a una superficie entre 0.8% y 13% de la superficie total presente con ésta pendiente

