

Calibración con cálculos dinámicos no lineales del método de Newmark para análisis de estabilidad sísmica de laderas

Shan Dong (1), Francisco López-Almansa (2), Alberto Ledesma (3)

(1) Alumna de Doctorado, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, dong.shan@upc.edu

(2) Profesor, Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Tecnología de la Arquitectura, Barcelona, francesc.lopez-almansa@upc.edu

(3) Profesor, Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Barcelona, alberto.ledesma@upc.edu

Resumen

El método de Newmark es un procedimiento simplificado para analizar la estabilidad de laderas sometidas a acciones sísmicas. En esta formulación se considera un bloque infinitamente rígido situado sobre una superficie indefinida de inclinación constante; para estimar su deslizamiento permanente, se determina el valor crítico de la aceleración que desencadena este movimiento, y se integra dos veces el acelerograma de excitación a lo largo de los intervalos en que se excede dicho nivel crítico. Este método es muy popular, básicamente por su facilidad de implementación; no obstante, no se han publicado comparaciones con ensayos, deslizamientos observados o resultados de formulaciones más avanzadas. Este artículo presenta una comparación con predicciones de cálculos dinámicos no lineales efectuados con Plaxis 2D; el comportamiento plástico del suelo se describe con un modelo de Mohr-Coulomb. Los movimientos sísmicos de excitación se seleccionan para que representen situaciones reales. Los análisis se llevan a cabo en una serie de casos de estudio en los que se consideran laderas de pendiente constante y suelo homogéneo.

Palabras-Clave: Estabilidad sísmica de laderas, Método de Newmark, Análisis dinámico no lineal

Abstract

The Newmark method is a simplified procedure to analyze slope stability under seismic excitation; to estimate the slide, the critical value of the acceleration that triggers it is determined, and the accelerogram is integrated twice over the intervals in which such critical level is exceeded. This method is very popular, mainly because it is easily implemented; However, no comparisons with tests, observed landslides or results from more advanced formulations have been reported. This paper presents a comparison with predictions of nonlinear dynamic calculations made with Plaxis 2D; the soil plastic behavior is described with a Mohr-Coulomb model. The seismic inputs are selected to represent actual situations. The analyses are carried out for a number of case studies; in each case the slope is constant and the soil is homogeneous.

Keywords: Earthquake-triggered landslides, Newmark Method, Nonlinear time-history analysis

1 Introducción

Los terremotos pueden desencadenar distintos fallos geotécnicos, como licuefacción, colapso de depósitos sueltos, deslizamiento de laderas, caída de rocas, aludes de rocas, y embalsamientos por deslizamientos de tierras. Entre estos efectos, los deslizamientos de tierra y roca son altamente dañinos [Rodríguez et al. 1999; Keefer 1984; Kobayashi 1981]. Un terremoto con magnitudes mayores a 4.0 puede desencadenar deslizamientos de tierra en pendientes muy susceptibles, y un terremoto con magnitudes mayores a 6.0 puede generar deslizamientos generalizados [Jibson et al. 2006]. En este sentido, algunos ejemplos recientes se enumeran a continuación. El terremoto de Wenchuan (M_s 8.0, 12-05-2008) provocó miles de deslizamientos de tierra a lo largo de fallas y ríos [Cui et al. 2013]. Se han producido varios deslizamientos nuevos y reactivados en el este de Nepal y la India (desde las regiones bajas del Himalaya hasta sus cumbres más elevadas) debido al terremoto de Sikkim (M_s 6.9, 18-09-2011) [Dangol et al. 2013]. El terremoto de Tohoku (M_s 9, 07-04-2011) provocó deslizamientos de tierra de varios tipos [Higaki, Abe 2013]; finalmente, el terremoto de Iwate-Miyagi (M_w 6.9, 14-06-2008) en Japón causó una serie de fallas en pendientes y deslizamientos de tierra en la región interior de la zona oriental de Tohoku [Ohno et al. 2013]. Ha habido numerosos deslizamientos por terremotos en la historia; los más relevantes se detallan a continuación. El derrumbe de Usoi de 2.2 km³ fue provocado por el terremoto de Sarez (M_s 7.4, 18-02-1911) en las montañas de Pamir (Tayikistán) [Schuster 2002; Ambraseys, Bilham 2012]. El terremoto de Khait (M 7.4, 10-07-1949) en la cordillera de Tien Shan (Tayikistán) provocó una avalancha de roca de 7.5 km de largo [Leonov 1960; Evans et al. 2009b]. El deslizamiento de Madison Canyon fue causado por el terremoto del lago Hebgen (M_w 7.2, 18-08-1959) en Montana [Hadley 1964]. Finalmente, el ya mencionado terremoto de Wenchuan desencadenó el enorme desprendimiento de rocas de Daguangbao de entre 0.75 y 1.1 km³.

Dada la relevancia de este fenómeno, se han propuesto distintas estrategias para analizarlo; de entre éstas, el método de Newmark goza de gran predicamento por su sencillez. No obstante, su precisión y fiabilidad no han sido suficientemente contrastadas con resultados de deslizamientos reales, ensayos o simulaciones con resultados de mayor exactitud. Este artículo presenta resultados preliminares de una comparación entre el método de Newmark y simulaciones efectuadas con el programa Plaxis [Plaxis 2018].

2 Análisis de estabilidad sísmica de laderas

2.1 Consideraciones generales

Tal como se describe en el apartado anterior, se han propuesto distintas estrategias para estudiar los deslizamientos de pendientes provocados por acciones sísmicas. En los tres siguientes subapartados se describen éstos ordenados de menor a mayor exactitud.

2.2 Métodos pseudo-estáticos

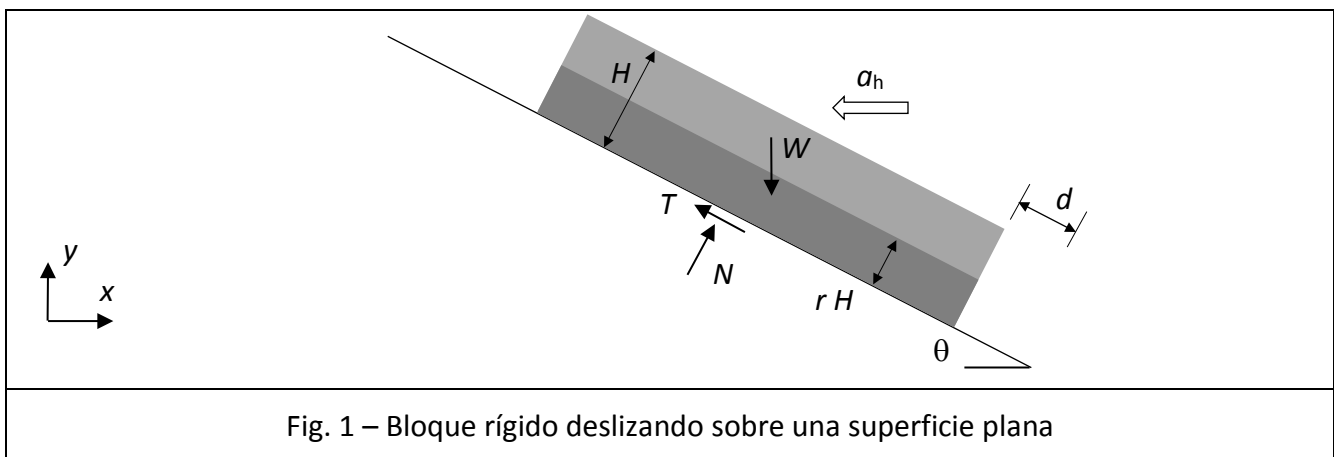
Los métodos pseudo-estáticos de análisis de estabilidad sísmica de taludes [Terzaghi 1950; Kramer 1996], consisten en realizar análisis estáticos equivalentes en que el efecto de la acción sísmica se representa por fuerzas virtuales de inercia proporcionales a las aceleraciones actuantes. Se busca el bloque de deslizamiento más crítico (habitualmente limitado por superficies planas o circulares) y se determina el coeficiente de seguridad al deslizamiento como el cociente entre la fuerza resistente y la suma de sollicitaciones estáticas y pseudo-estáticas.

Este tipo de formulaciones no se consideran en este estudio.

2.3 Método de Newmark

El método de Newmark [Newmark 1965; Kramer 1996] es un método simplificado de análisis de estabilidad sísmica de laderas en que se determina de forma aproximada el desplazamiento permanente del suelo integrando dos veces los intervalos del acelerograma de excitación en que la aceleración excede el umbral a partir del que se desencadena el movimiento.

El problema abordado por el método de Newmark es el deslizamiento de un bloque infinitamente rígido (de extensión indefinida) sobre una superficie inclinada plana y de dimensiones infinitas. La Fig. 1 describe esta situación.



En la Fig. 1, W es el peso del bloque (incluyendo el agua que éste contenga), H es su altura y r es un coeficiente entre (0 y 1) que caracteriza la parte del bloque que se encuentra bajo el nivel freático. T y N son las fuerzas tangencial y normal en la superficie de contacto, θ es la inclinación del plano de deslizamiento y a_h es la aceleración sísmica de excitación (horizontal).

La aceleración crítica a_{ch} se define como el menor valor capaz de desencadenar el deslizamiento, es decir, cuando la fuerza tangencial T en la superficie de contacto excede la resistencia del rozamiento. Este valor es igual a $c' S + (N - p_w H) \tan \phi'$, en donde S es la superficie del bloque, p_w es la presión del agua (dada por $\gamma_w r H$, en donde γ_w es el peso específico del agua), c' es la cohesión efectiva del suelo, y ϕ' es el ángulo de rozamiento efectivo entre el bloque y el plano). Planteando las ecuaciones del movimiento en dirección paralela y perpendicular a la ladera, se obtiene la aceleración crítica:

$$\frac{a_{ch}}{g} = \frac{\frac{c'}{\gamma H \cos \theta} + \left(1 - r \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \tan \phi' - \tan \theta}{1 + \tan \phi' \tan \theta} \quad (1)$$

En la ecuación (1), γ es el peso específico del suelo (tanto por debajo como por encima del nivel freático). Es destacable que, en ausencia de agua ($r = 0$, $c' = c$ y $\phi' = \phi$) y de cohesión ($c = 0$, suelo granular, pues), esta expresión se convierte en $a_{ch} = g \tan(\phi - \theta)$.

La Fig. 2 describe la mencionada integración temporal de los tramos del acelerograma sísmico en los que la aceleración supera el valor crítico a_{ch} . En la Fig. 2 se representan las señales de aceleración, velocidad y desplazamiento; los signos positivos corresponden a deslizamiento, es decir, movimiento del bloque hacia abajo (a la derecha, según la Fig. 1); es destacable que el límite simétrico ($-a_{ch}$) carece

de sentido, ya que se considera únicamente deslizamiento hacia abajo y, en todo caso, el umbral de aceleraciones capaces de generar deslizamiento hacia arriba sería bastante superior.

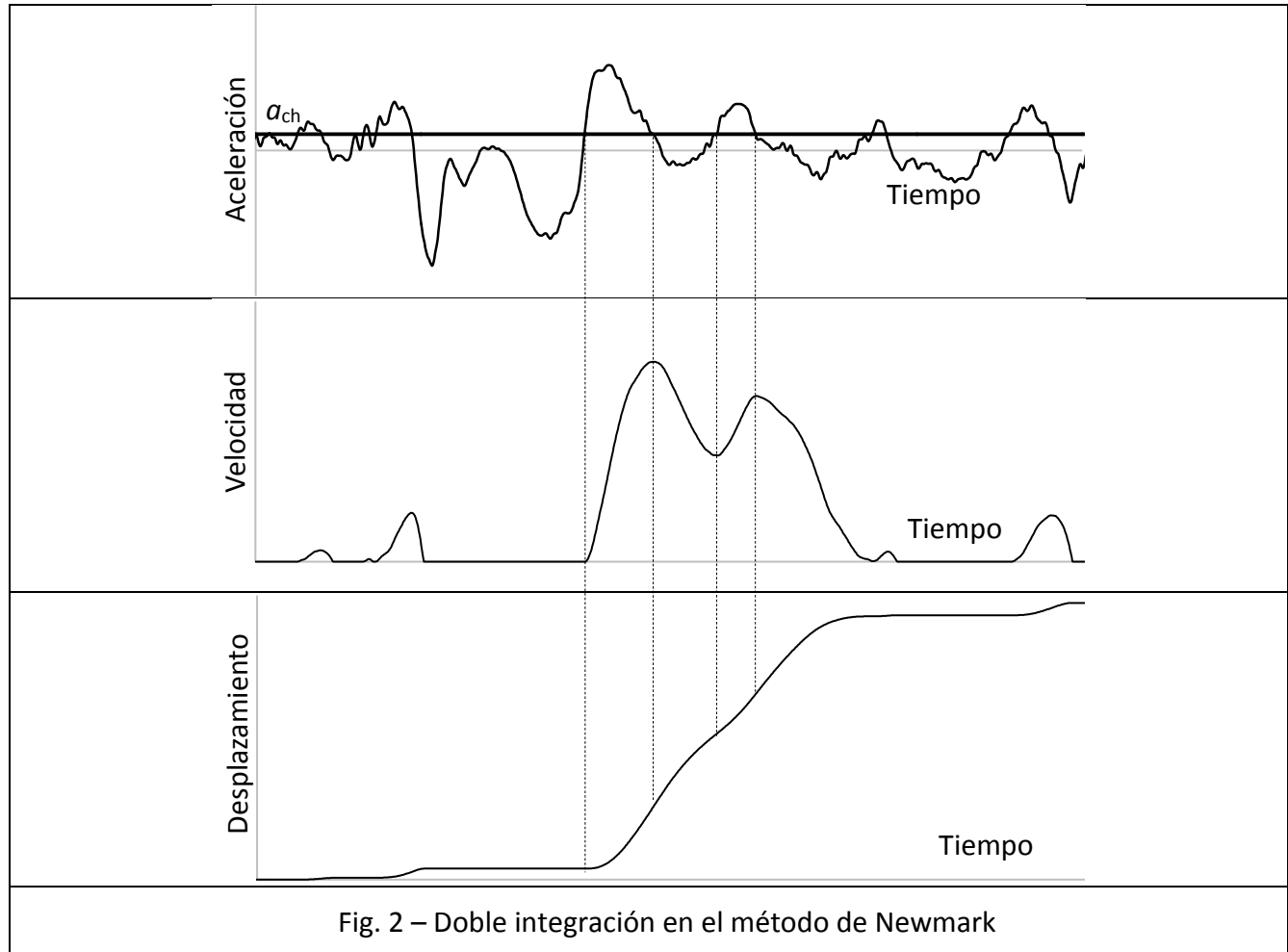


Fig. 2 – Doble integración en el método de Newmark

La Fig. 2 muestra como el movimiento empieza cuando la aceleración excede por primera vez el nivel crítico; mientras ésta se mantiene por encima de dicho umbral, la velocidad y el desplazamiento aumentan de forma continua, obteniéndose éstos integrando la aceleración por encima de a_{ch} ($a - a_{ch}$). Una vez que la aceleración vuelve a ser inferior a a_{ch} , debe continuarse la integración hasta que la velocidad se anule; si antes de que ello suceda la aceleración vuelva a sobrepasar a_{ch} , la integración continúa normalmente.

2.4 Métodos basados en la mecánica del medio continuo

Estas formulaciones son más rigurosas, basándose en realizar análisis dinámicos no lineales resolviendo en tiempo discreto las ecuaciones no lineales del movimiento de idealizaciones (discretizaciones) de elementos finitos del problema a analizar. Estas ecuaciones pueden incorporar distintas leyes constitutivas que describan el comportamiento no lineal del suelo, así como diferentes criterios de fallo (Mohr-Coulomb, por ejemplo). Estos análisis acostumbra a desarrollarse suponiendo pequeñas deformaciones y, habitualmente, también pequeñas deformaciones (análisis en primer orden); en consecuencia, estas simulaciones no son capaces de describir las etapas avanzadas de los

deslizamientos (cuando grandes masas de terreno se han desplazado hacia las partes inferiores de las laderas) sino meramente las etapas iniciales en que el suelo se comporta como un medio continuo.

En este estudio se utiliza el programa Plaxis en su versión bidimensional (2D) [Plaxis 2018]. Este programa ha sido elegido por sus prestaciones y por ser de amplio uso en ingeniería del terreno, tanto en investigación como en aplicaciones profesionales.

3 Cálculos efectuados en este trabajo

Tal como se discute en la Introducción, el objetivo de este trabajo es analizar la exactitud del método simplificado de Newmark comparando sus resultados con los proporcionados por procedimientos supuestamente más exactos, como la simulación del comportamiento dinámico del suelo mediante algoritmos basados en la mecánica del medio continuo. En este sentido, se selecciona una serie de casos de estudio que consisten en taludes de distintas configuraciones geométricas y con suelos de diferentes características (apartado 5); así mismo se selecciona un conjunto de acelerogramas sísmicos (apartado 4). En los casos mencionados, se llevan a cabo cálculos simplificados usando el método de Newmark y cálculos de mayor exactitud empleando Plaxis. En relación a estos últimos análisis, se efectúan dos tipos de operaciones: determinación de las condiciones de seguridad al deslizamiento en condiciones estáticas (fase 1) y cálculos dinámicos no lineales para obtener la evolución temporal de la posición de cada punto del talud (fase 2). En los análisis con Plaxis el comportamiento no lineal del terreno se representa con un modelo elasto-plástico (perfecto, es decir, sin endurecimiento) de Mohr-Coulomb; éste se utiliza también como criterio de fallo (deslizamiento). Todos estos cálculos se efectúan en dos dimensiones.

4 Acelerogramas considerados

Buscando una adecuada representatividad de las conclusiones obtenidas, los acelerogramas que generan los deslizamientos han sido seleccionados intentando cubrir las situaciones más comunes. Con esta idea, se consideran registros con diferentes características: para suelo blando y rígido, severos y muy severos, breves y de mayor duración, y con y sin presencia de pulsos de velocidad; se discute a continuación la manera en que se tratan cada una de estas cuatro características. El tipo de suelo representa el contenido en frecuencias; se consideran (según la velocidad promedio de la ondas de corte, $v_{s,30}$) suelos B (rígido) y C (flexible) de acuerdo con la normativa europea [EN-1998, 2005] (equivalen a C y D según la normativa americana). La severidad se relaciona con la magnitud de momento del terremoto (M_w) y, sobre todo, con la aceleración máxima (PGA) y la intensidad de Arias (I_A) [Arias 1970] del acelerograma. La duración del acelerograma se cuantifica con el valor eficaz [Trifunac, Brady 1975]. La relevancia de los pulsos de velocidad (efecto de directividad o de proximidad de falla) se expresa mediante los índices PI [Baker 2007] y E_p [Zhai et al. 2013]. Dado que para cada una de estas características se consideran dos acelerogramas, el número total de registros es 16 ($2 \times 2 \times 2 \times 2$); éstos se describen en la Tabla 1 (registros de terremotos con magnitud de momento entre 6 y 7) y en la Tabla 2 (registros de terremotos con magnitud de momento superior a 7).

Tabla 1 - Acelerogramas correspondientes a terremotos fuertes ($6 \leq M_w \leq 7$)

No.	Terremoto	Año	M_w	Estación	$v_{s,30}$ [m/s]	PGA [g]	I_A [m/s]	Duración eficaz [s]	PI	E_p	Pulso
1	Morgan Hill	1984	6.20	Coyote Lake	561 (B)	0.713	2.889	4.08 (breve)	0.870	0.520	P
2	Parkfield	1966	6.19	Cholame (12)	409 (B)	0.060	0.056	28.99 (largo)	0.012	0.170	NP
3	Northridge	1994	6.69	Jensen	373 (B)	0.411	2.570	12.53 (largo)	0.999	0.470	P
4	Morgan Hill	1984	6.21	Gilroy Array	663 (B)	0.120	0.382	7.29 (breve)	0.063	0.24	NP
5	Imperial Valley	1979	6.53	El Centro	264 (C)	0.317	0.867	8.21 (breve)	1.00	0.650	P
6	El Alamo	1956	6.8	El Centro	213 (C)	0.340	0.052	36.74 (largo)	8.46×10^{-5}	0.080	NP
7	Northern California	1954	6.50	Ferndale	230 (C)	0.163	0.546	17.33 (largo)	0.990	0.40	P
8	Parkfield	1966	6.19	Cholame (5)	290 (C)	0.444	0.863	6.50 (breve)	0.006	0.20	NP

Tabla 2 - Acelerogramas correspondientes a terremotos muy fuertes ($7 \leq M_w$)

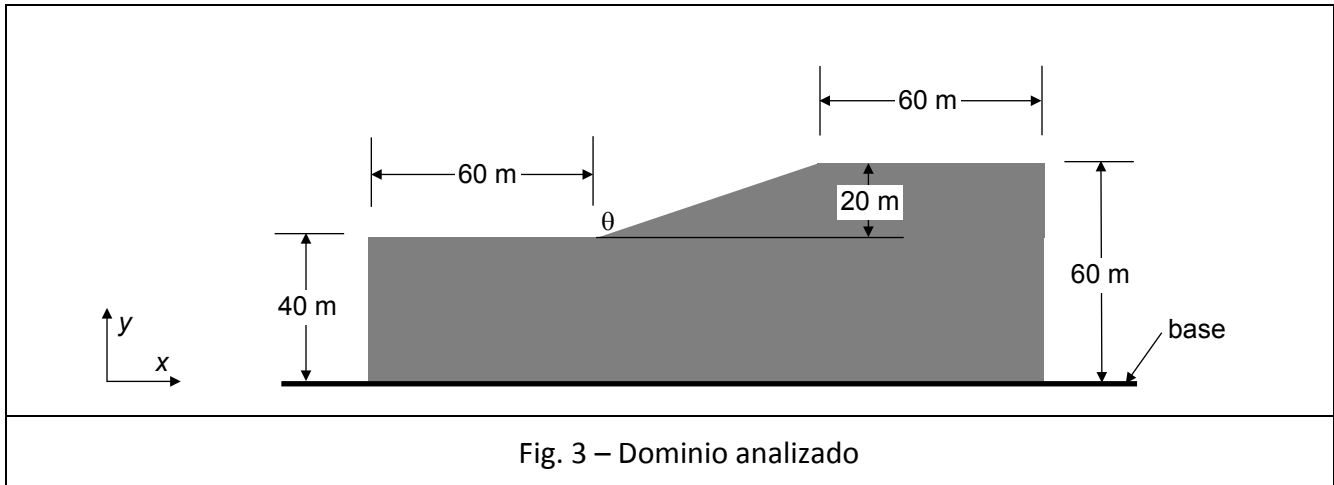
No.	Terremoto	Año	M_w	Estación	$v_{s,30}$ [m/s]	PGA [g]	I_A [m/s]	Duración eficaz [s]	PI	E_p	Pulso
9	Kocaeli (Turquía)	1999	7.51	Gebze	792 (B)	0.261	0.549	7.55 (breve)	0.999	0.820	P
10	Chi-Chi (Taiwan)	1999	7.62	CHY006	438 (B)	0.359	1.497	26.66 (largo)	0.0032	0.160	NP
11	Chi-Chi (Taiwan)	1999	7.62	TCU036	478 (B)	0.137	0.734	23.40 (largo)	0.999	0.560	P
12	Chi-Chi (Taiwan)	1999	7.62	CHY028	543 (B)	0.637	5.343	8.65 (breve)	0.016	0.120	NP
13	Kocaeli (Turkey)	1999	7.51	Yarimca	297 (C)	0.227	1.330	15.10 (largo)	0.980	0.590	P
14	Chi-Chi (Taiwan)	1999	7.62	CHY025	277 (C)	0.162	1.222	33.77 (largo)	0.055	0.20	NP
15	Chi-Chi (Taiwan)	1999	7.62	TCU065	306 (C)	0.790	7.667	28.55 (largo)	0.943	0.340	P
16	Duzce (Turquía)	1999	7.14	Bolu	294 (C)	0.739	3.723	8.55 (breve)	0.004	0.140	NP

En los acelerogramas representados en la Tabla 1 y la Tabla 2 el período de muestreo es $\Delta t = 0.005$ s.

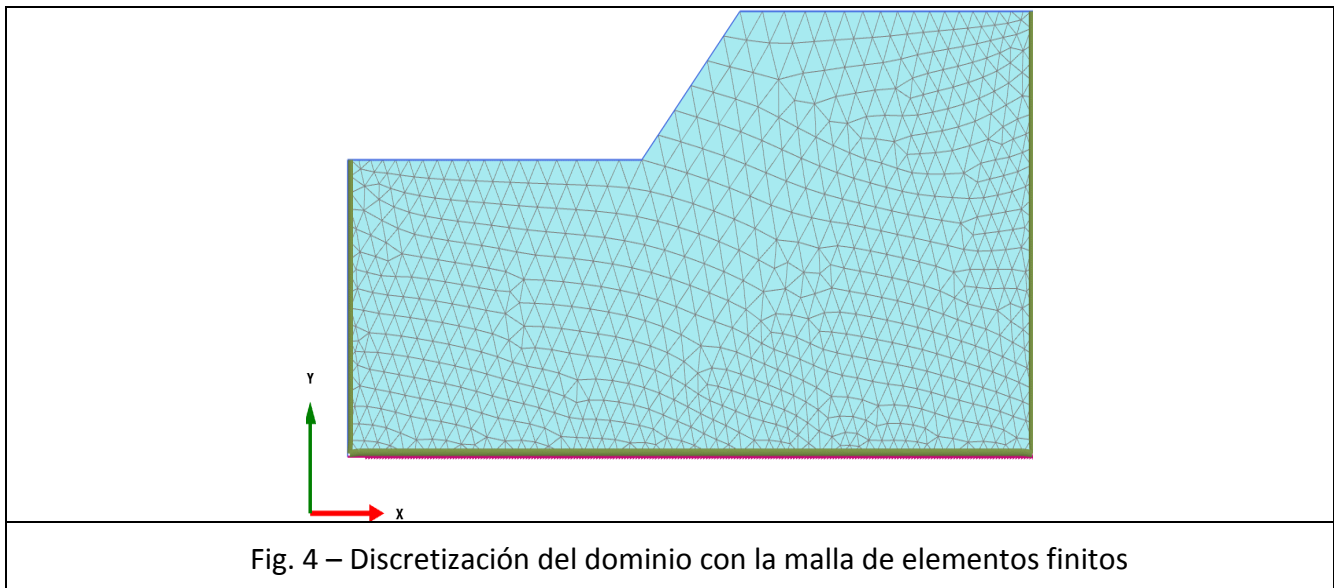
La velocidad de las ondas de corte representada en la Tabla 1 y la Tabla 2 se utiliza para determinar el módulo de deformación del suelo mediante la conocida expresión $v_s = \sqrt{G / \rho}$ en que G es el módulo de elasticidad transversal y ρ es la densidad (masa por unidad de volumen). En estos cálculos se supone un coeficiente de Poisson $\nu = 0.30$ y una densidad $\rho = 2000$ kg/m³.

5 Casos de estudio

La Fig. 3 describe el dominio bidimensional en que se lleva a cabo el análisis. Se considera un terreno de características uniformes y situado sobre una base horizontal; la ladera tiene 20 m de altura con pendiente uniforme representada por un ángulo θ . Se supone que las zonas planas situadas en las partes superior e inferior de la ladera tienen extensión indefinida (en otras palabras, puede despreciarse la influencia de las irregularidades existentes); a efectos de garantizar la precisión y estabilidad numéricas de los cálculos efectuados con Plaxis, se modelan 60 m de terreno a ambos lados de la ladera. En todos los casos analizados, $r = 0$, es decir, no se considera presencia de agua.



El dominio ha sido discretizado con elementos triangulares de 15 nodos con dos grados de libertad por nodo (desplazamientos u y v en direcciones x e y , respectivamente). La Fig. 4 describe la malla considerada.



En la frontera inferior del dominio el desplazamiento vertical está impedido, siendo libre en dirección horizontal; la excitación sísmica se transmite (en dirección horizontal) a los nodos situados en esta frontera. En las fronteras laterales, las condiciones de borde son similares, es decir, el desplazamiento horizontal está impedido y es libre en dirección vertical. Es destacable que ambas condiciones equivalen a suponer rigidez infinita del suelo en dichas zonas. Estas condiciones son irreales en dos sentidos: la rigidez real del suelo no es infinita (siendo, pues, incapaz de impedir totalmente los desplazamientos) y generaría un rebote de ondas excesivo; para reducir la influencia de estas singularidades, las fronteras se alejan suficientemente de la zona en estudio.

En el estudio paramétrico presentado, buscando un adecuado compromiso entre la representatividad de los resultados obtenidos y un número razonable de cálculos, se consideran distintos valores del ángulo de inclinación (θ) y de la cohesión (c) y el ángulo de rozamiento interno del terreno (φ):

$$\theta = 30^\circ, 45^\circ \qquad c = 20, 30, 40 \text{ kPa} \qquad \phi = 20^\circ, 30^\circ \qquad (2)$$

La combinación entre los valores indicados en la ecuación (2), totaliza 12 casos a analizar ($2 \times 3 \times 2$); dado que en el apartado 4 se señala que se toman 16 registros, el número de análisis a efectuar es $12 \times 16 = 192$.

Los análisis según el método de Newmark se llevan a cabo a partir de los acelerogramas descritos en el apartado 4; no obstante, éstos han sido registrados en la superficie y, por tanto, no resultan adecuados para los análisis con Plaxis. En dicho tipo de cálculos, la excitación se transmite por la base; en consecuencia, debe efectuarse una deconvolución para estimar el movimiento en la base (Fig. 3) a partir de los registros superficiales disponibles (Tabla 1 y Tabla 2). Esta operación se realiza mediante el programa DeepSoil [Hashash, Park 2001] suponiendo comportamiento elástico y lineal del suelo; en este sentido, ya que la Fig. 3 muestra que la profundidad de la base oscila entre 40 y 60 m, se toma un valor intermedio de 50 m. La Fig. 5 muestra dos ejemplos de esta operación. En estos cálculos se ha tomado un período de discretización temporal $\Delta t = 0.005 \text{ s}$ y un factor de amortiguamiento del suelo del 5%.

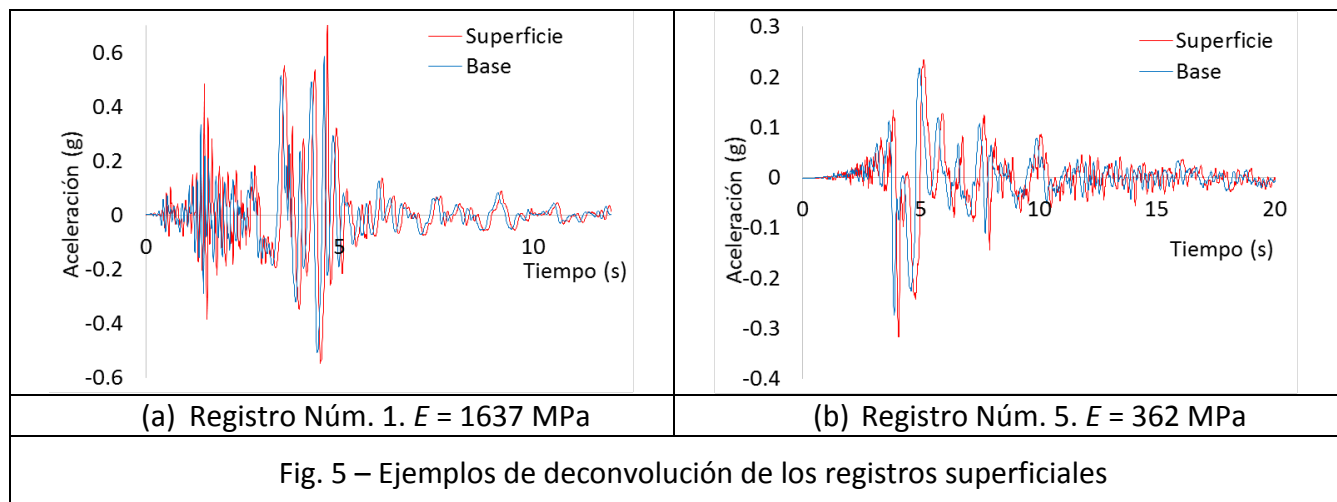
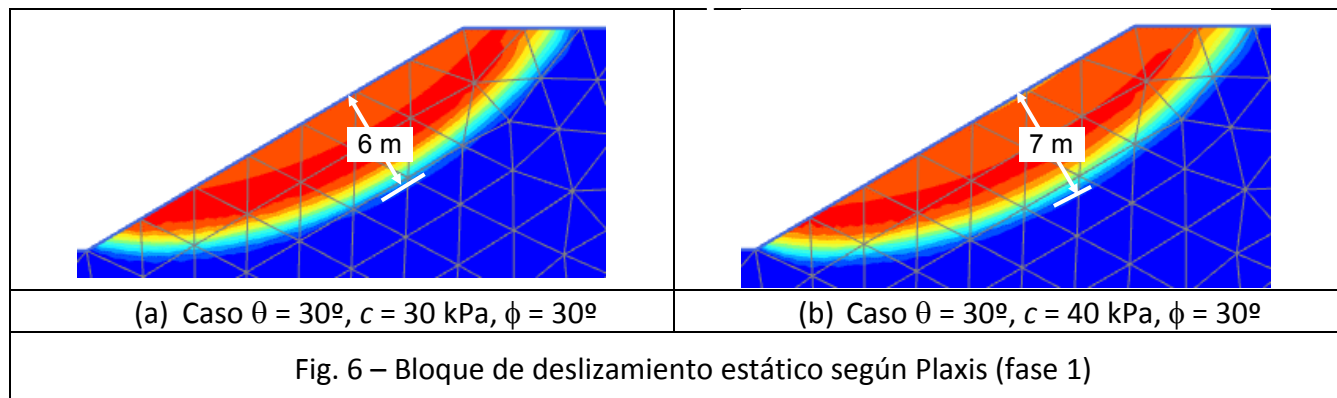


Fig. 5 – Ejemplos de deconvolución de los registros superficiales

En la Fig. 5 puede observarse el desfase entre las aceleraciones en la base y en la superficie según la velocidad de transmisión de las ondas de corte indicada en la Tabla 1.

6 Resultados preliminares

Para cada uno de los 12 casos de estudio descritos en la ecuación (2), se ha calculado el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones estáticas utilizando el método de equilibrio límite, siendo éste tradicional en análisis de estabilidad de taludes; esta operación ha sido llevada a cabo con ayuda del programa Plaxis (fase 1). A efectos de comparar con el método de Newmark, dado que en la expresión de la aceleración crítica (ecuación (1)) interviene la altura H del bloque (Fig. 1), se obtiene un valor equivalente de ésta analizando la configuración (aproximadamente circular) del bloque de deslizamiento; la Fig. 6 muestra dichas configuraciones (desplazamiento horizontal) para los casos $\theta = 30^\circ$, $c = 30$ y 40 kPa y $\phi = 30^\circ$.



La Tabla 3 presenta, para los 12 casos analizados, el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones estáticas y la altura equivalente del bloque.

Tabla 3 – Coeficientes de seguridad estáticos y altura equivalente en la fase 1 (m)						
Ángulo de inclinación θ (°)	$c = 20$ kPa $\phi = 20^\circ$	$c = 20$ kPa $\phi = 30^\circ$	$c = 30$ kPa $\phi = 20^\circ$	$c = 30$ kPa $\phi = 30^\circ$	$c = 40$ kPa $\phi = 20^\circ$	$c = 40$ kPa $\phi = 30^\circ$
30	1.219 / 6	1.653 / 5	1.424 / 8	1.878 / 6	1.618 / 8.5	2.103 / 7
45	0.877 / 6	1.165 / 5	1.060 / 5.5	1.352 / 5	1.229 / 6.5	1.540 / 6

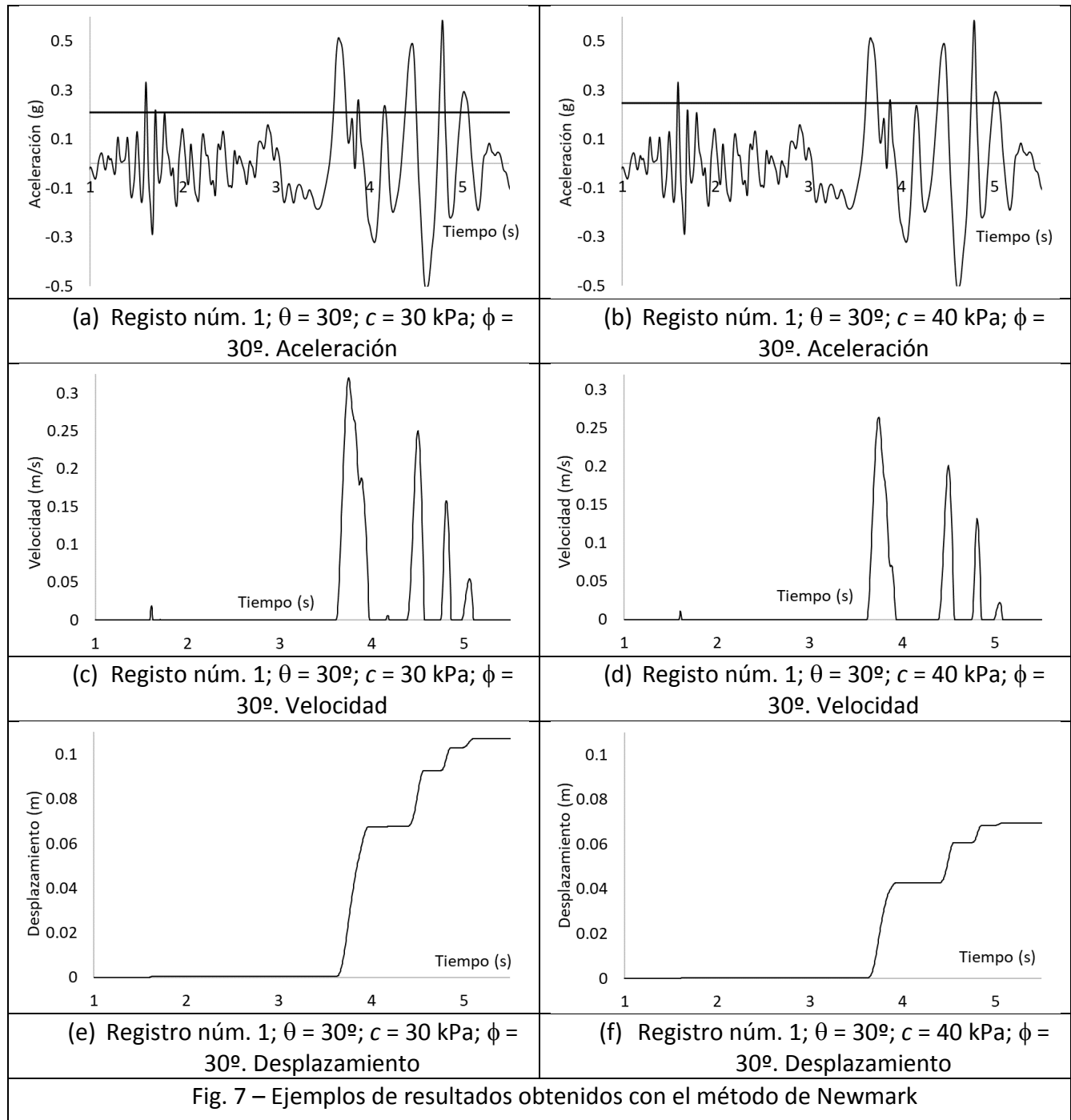
En la Tabla 3 se observa que el coeficiente de seguridad para el caso $\theta = 45^\circ$, $c = 20$ kPa y $\phi = 20^\circ$ es menor que la unidad; ello significa que esta ladera es inestable aún en condiciones estáticas, careciendo pues de interés su análisis en presencia de excitación sísmica.

La Tabla 4 muestra, para los 12 casos analizados, los valores de la aceleración crítica horizontal según la ecuación (1); el valor de la altura H se toma de la Tabla 3.

Tabla 4 – Aceleración crítica horizontal (a_{ch}) para el método de Newmark						
Ángulo de inclinación θ (°)	$c = 20$ kPa $\phi = 20^\circ$	$c = 20$ kPa $\phi = 30^\circ$	$c = 30$ kPa $\phi = 20^\circ$	$c = 30$ kPa $\phi = 30^\circ$	$c = 40$ kPa $\phi = 20^\circ$	$c = 40$ kPa $\phi = 30^\circ$
30	- 0.017	0.173	0.007	0.210	0.048	0.247
45	- 0.293	- 0.089	- 0.183	0.001	- 0.147	0.031

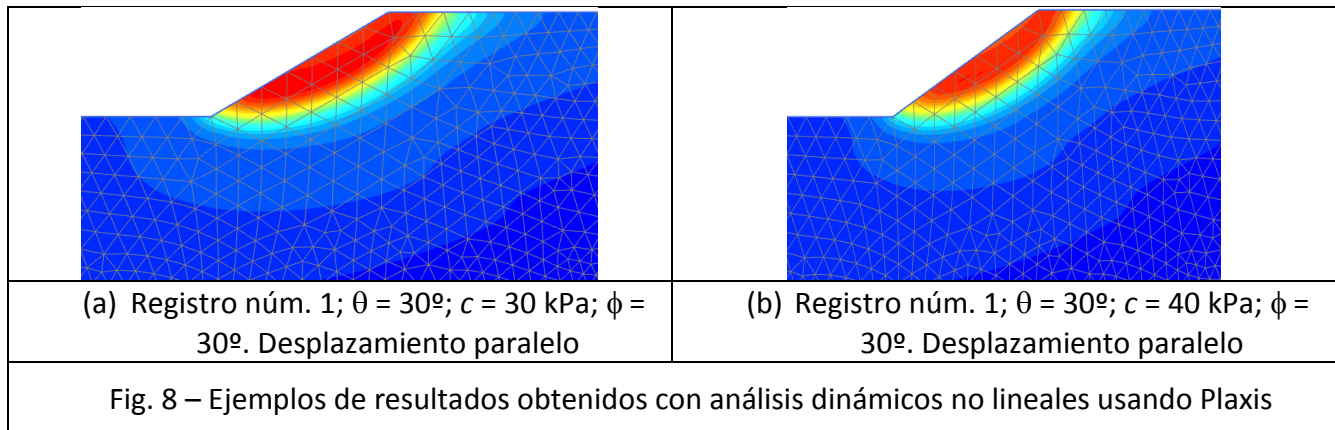
En la Tabla 4 se observa que algunos valores de a_{ch} son negativos (cuando $\phi < \theta$); esto significa que el método de Newmark no puede aplicarse, ya que cualquier aceleración sísmica es capaz de desencadenar el deslizamiento del bloque. La comparación entre la Tabla 3 y la Tabla 4 muestra que el valor más negativo de la aceleración crítica (- 0.293 para el caso $\theta = 45^\circ$, $c = 20$ kPa y $\phi = 20^\circ$) se corresponde con el caso en que el coeficiente de seguridad estático es menor que la unidad.

La Fig. 7 muestra dos ejemplos de casos resueltos utilizando el método de Newmark. Las integraciones numéricas se han llevado a cabo tomado $\Delta t = 0.005$ s y considerando un criterio de interpolación constante.



En la Fig. 7, la aceleración corresponde a la dirección horizontal, mientras que la velocidad y el desplazamiento se refieren a la dirección del plano de deslizamiento. Para el primer y segundo caso el desplazamiento permanente es 107 y 70 mm, respectivamente.

Los casos de la Fig. 7 se resuelven también con ayuda del programa Plaxis; se ha tomado $\Delta t = 0.005$ s en las integraciones numéricas, habiéndose efectuado éstas por el método de Newmark tomando $\alpha = 0.25$ and $\beta = 0.5$. La Fig. 8 muestra los resultados obtenidos en términos del desplazamiento en dirección del talud.



En la Fig. 8.a y la Fig. 8.b los desplazamientos máximos son 3.975 y 3.807 m, respectivamente. Dado que estos resultados se encuentran muy alejados de los proporcionados por el método de Newmark (0.093 m y 0.061 m, después de proyectar sobre la dirección horizontal), se reflexiona acerca de que dicho procedimiento considera que el bloque es infinitamente rígido, es decir, el módulo de deformación del terreno es infinito; en consecuencia, se decide investigar la influencia de dicho parámetro. De hecho, esta circunstancia ya había sido señalada previamente por otros autores [Jibson 2011]. En dicho sentido, ya que, en los cálculos desarrollados en la Fig. 8 el módulo de deformación del terreno es $E = 1637$ MPa, se decide efectuar nuevas simulaciones con Plaxis tomando valores progresivamente mayores de dicho parámetro. La Tabla 5 presenta los resultados obtenidos para el caso considerado en la Fig. 8.a.

Tabla 5 – Desplazamientos máximos horizontales (m) (obtenidos con Plaxis) en función del módulo de deformación del terreno. Registro núm. 1; $\theta = 30^\circ$; $c = 30$ kPa; $\phi = 30^\circ$			
$E = 1.637$ GPa	$E = 16.37$ GPa	$E = 163.7$ GPa	$E = 250$ GPa
3.975	1.021	0.201	0.109

La Tabla 5 muestra que el desplazamiento es altamente sensible a la rigidez del suelo (caracterizada ésta mediante su módulo de deformación) y que éste parece converger hacia el valor predicho por el método de Newmark (107 mm). Dado que dicho valor corresponde a rigidez infinita, esta circunstancia puede señalar un comportamiento coherente y subraya la necesidad de investigar en esta dirección. Es destacable que los últimos valores de rigidez considerados corresponden a un material ficticio, de una rigidez superior a la del propio acero; el objetivo es señalar que el ajuste entre el método de Newmark y Plaxis se produce únicamente para valores irreales del módulo de deformación del suelo.

7 Conclusiones

Este trabajo se refiere a estabilidad sísmica de laderas y presenta resultados preliminares de una comparación entre el método simplificado de Newmark y el programa Plaxis. Esta comparación señala que el método de Newmark infravalora enormemente el desplazamiento del terreno y que esta diferencia parece deberse a la suposición (implícita en esta estrategia) de que el suelo es infinitamente rígido.

8 Agradecimientos

Este trabajo ha recibido apoyo financiero del Gobierno español (Ministerio de Ciencia y Tecnología), proyectos BIA2014-60093-R, BIA-2017-82595-R y CGL2015-6591. La estancia de Shan Dong en

Barcelona fue financiada por los Proyectos Especiales de China del Equipo Provincial de Innovación de Ciencia y Tecnología Juvenil de Sichuan (Subvención No. 2017TD0018). Estos apoyos son reconocidos con gratitud.

Referencias

- [1] Ambraseys N, Bilham R. (2012). The Sarez-Pamir Earthquake and Landslide of 18 February 1911. *Seismological Research Letters*, **83**(2):294-314.
- [2] Arias A. (1970). *A measure of earthquake intensity. Seismic Design for Nuclear Power Plants*. MIT Press 438-443.
- [3] Baker JW. (2007). Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **97**(5), 1486–1501.
- [4] Cui P, Su Z, Chen X, Zhou J. (2013). Formation and Risk Reduction of Landslide-Dammed Lakes Resulted by the Ms 8.0 Wenchuan Earthquake: A Brief Review and a Proposal. *Key Laboratory of Mountain Hazards and Surface Process, Chinese Academy of Science*, **16**(4):555-586.
- [5] Dangol V, Yagi H, Higaki D. (2013). Bhedetar Landslide, Eastern Nepal: Aftermath of the Sikkim Earthquake (18th September 2011). In: *Ugai K, Yagi H, Wakai A. (eds.) Earthquake-Induced Landslides*. Springer.
- [6] Elgamel AW, Abdel-Ghaffar AM, Prevost JH. (1987). 2-D Elastoplastic Seismic Shear Response of Earth Dams: Application. *Journal of Geotechnical Engineering*, **113**(5):702-719.
- [7] EN-1998. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. European Committee for Standardization.
- [8] Evans SG, Roberts NJ, Ischuk, et al. (2009). Landslides triggered by the 1949 Khait earthquake, Tajikistan, and associated loss of life. *Engineering Geology*, **109**(3):195-212.
- [9] Hadley JB (1964). Landslides and related phenomena accompanying the Hebgen Lake earthquake of August 17, 1959. *USGS Professional Paper*, 345-K:107-138.
- [10] Hashash YMA, Park D. (2001a). Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embankment. *Engineering Geology*, **62**(1-3):185-206.
- [11] Higaki D, Abe S. (2013). Classification of the Geomorphology, Geology and Movement Types of Earthquake Landslides. In: *Ugai K, Yagi H, Wakai A. (eds.) Earthquake-Induced Landslides*. Springer.
- [12] Jibson RW, Harp EL, Schulz W, Keefer DK. (2006). Large rock avalanches triggered by the M 7.9 Denali Fault, Alaska, earthquake of 3 November 2002. *Engineering Geology*, **83**(1-3):144-160.
- [13] Jibson RW. (2011). Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes—A retrospective. *Engineering Geology*, **122**:43–50.
- [14] Keefer DK. (1984). Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, **95**(4):406–421.
- [15] Kobayashi Y. (1981). Causes of fatalities in recent earthquakes in Japan. *Journal of Disaster Science*, **3**:15–22.
- [16] Kramer SL. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall.
- [17] Leonov NN. The 1949 Khait earthquake and geological condition of its occurrence. In: *Proceedings of Russian academy of sciences, Geophysical series*, **3**:409-424 (in Russian).
- [18] Newmark NM. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, **15**(2):139:160.
- [19] Ohno R, Niwa S, Iwata H, Ozawa S. (2013). An Examination of the Stability of an Earthquake-Induced Landslide and Landslide Dam. In: *Ugai K, Yagi H, Wakai A. (eds.) Earthquake-Induced Landslides*. Springer.
- [20] Plaxis 2D reference manual (2018). Downloadable from <https://www.plaxis.com>.
- [21] Schuster RL, Alford D. (2004). Usoi Landslide Dam and Lake Sarez, Pamir Mountains, Tajikistan. *Environmental & Engineering Geoscience*, **10**(2):151-168.
- [22] Song J, Gao Y, Rodriguez-Marek A, Fenga T. (2017). Empirical predictive relationships for rigid sliding displacement based on directionally-dependent ground motion parameters. *Engineering Geology*, **222**:124-139.
- [23] Terzaghi K. (1950). Mechanisms of landslides. *Engineering Geology. Geological Society of America*.
- [24] Trifunac MD, Brady AG. (1975). Study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **65**(3):581–626.
- [25] Zhai C, Chang Z, Li S, Chen Z, Xie L. (2013). Quantitative Identification of Near-Fault Pulse-Like Ground Motions Based on Energy. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **103**(5):2591–2603.