

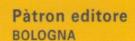


a cura di G. Barla e M. Barla

OPERE GEOTECNICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

TORINO 2-3 Dicembre 2008





Stabilità dei pendii in condizioni sismiche

S. Rampello e L. Callisto Università di Roma "La Sapienza"

1 Introduzione

Le esperienze maturate negli ultimi cinquant'anni hanno mostrato che i fenomeni di instabilità sismica dei pendii e delle costruzioni in terra possono essere considerati tra i più significativi effetti prodotti da un evento sismico (Keefer, 1984). Molti dei danni osservati in opere presenti in un pendio appaiono infatti correlabili a fenomeni di instabilità del pendio stesso, piuttosto che a effetti diretti del sisma sull'opera. Per esempio, nei terremoti di elevata intensità che hanno colpito il Giappone dal 1964 al 1980 più della metà delle vittime è attribuibile a fenomeni di instabilità di pendii naturali (Kobayashi, 1981); le frane indotte dal terremoto del Perù del 1970 hanno causato circa 18.000 vittime (Plafker et al., 1971) mentre le centinaia di frane verificatesi in seguito al terremoto di Haiyuan del 1922 hanno interessato un'area di circa 4000 km² con più di 100.000 vittime (Close e McCormick, 1922); il terremoto di Assam (Himalaya) del 1950 ha prodotto centinaia di frane su un'area di circa 15.000 km² interessando complessivamente circa 50 miliardi di metri cubi di terreno (Kingdom, 1955); più del 50 % dei danni prodotti dal terremoto dell'Alaska del 1964, infine, sono imputabili alle numerose frane indotte dall'evento (Youd, 1978; Wilson e Keefer, 1985).

Studi sul comportamento sismico di pendii naturali e costruzioni in terra sono presenti nella letteratura scientifica a partire dai primi anni di questo secolo. Casi molto noti ed ampiamente studiati sono, per esempio, il crollo della diga di Sheffield avvenuto in seguito al terremoto di Santa Barbara del 1925 e il crollo della diga San Fernando avvenuto in seguito all'omonimo terremoto del 1971 (Seed, 1979), le frane di Valdez e Seward avvenute durante il terremoto dell'Alaska del 1964 (Seed, 1968) e i numerosi fenomeni di instabilità verificatisi in occasione del terremoto di Niigata del 1964 (Koizumi, 1966). Proprio a partire dagli eventi del 1964 le ricerche sperimentali sul comportamento meccanico dei terreni soggetti ad azioni cicliche e dinamiche e sulla risposta delle opere geotecniche alle azioni sismiche sono divenute rilevanti per numero e importanza.

Le condizioni di stabilità di un pendio in condizioni sismiche dipendono dalle caratteristiche del pendio e da quelle del sisma. Le prime includono le proprietà meccaniche, di resistenza e rigidezza; l'assortimento granulometrico; il regime delle pressioni interstiziali; la storia di carico e lo stato tensionale precedenti al sisma; le condizioni stratigrafiche e la geometria del pendio. L'evento sismico può essere caratterizzato sinteticamente da intensità, durata e contenuto in frequenza, tenendo conto che per i fenomeni di risposta sismica alcune proprietà possono subire modifiche significative lungo il percorso di propagazione delle onde sismiche dalla formazione rigida di base alla sommità del pendio.

A causa della numerosità e variabilità dei fattori in gioco e dei grandi volumi di terreno interessati, la previsione del comportamento sismico di un pendio è in genere notevolmente complessa, e le incertezze aumentano se lo studio è rivolto a un pendio naturale piuttosto che a un fronte di scavo o a un rilevato artificiale. Nelle applicazioni possono essere utilizzati strumenti di analisi caratterizzati da diversi livelli di approfondimento, in ragione degli specifici aspetti da studiare.

Una descrizione completa del comportamento sismico di un pendio può essere ottenuta utilizzando metodi di analisi dinamica avanzata se si descrive realisticamente il comportamento meccanico dei

terreni in condizioni cicliche. A questo scopo possono essere utilizzati modelli costitutivi sviluppati nell'ambito della plasticità con incrudimento cinematico o della plasticità diffusa o, in alternativa, modelli costitutivi in cui le relazioni tensioni-deformazioni sono fissate sulla base di risultati sperimentali di laboratorio. In questo caso, le sovrappressioni interstiziali eventualmente indotte dalle azioni sismiche possono essere stimate con relazioni empiriche.

Nelle applicazioni correnti, il comportamento sismico dei pendii è più frequentemente studiato con il metodo degli spostamenti, in cui si tiene conto in maniera approssimata del carattere transitorio e ciclico dell'azione sismica. Questo metodo ha il pregio di consentire una valutazione diretta degli spostamenti permanenti indotti dal sisma e può essere esteso per portare in conto la risposta sismica dei terreni che costituiscono il pendio.

Al livello più semplice, possono invece essere impiegati i classici metodi pseudostatici, in cui l'effetto dell'azione sismica è descritto da una forza statica equivalente, prevalentemente orizzontale, di intensità proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile, per il tramite del coefficiente sismico.

Spesso il metodo degli spostamenti rappresenta un buon compromesso tra i metodi di analisi dinamica avanzata, che possono risultare eccessivamente onerosi, e i metodi pseudostatici, la cui attendibilità è fortemente dipendente dalla scelta del coefficiente sismico.

Nel seguito, per una più chiara descrizione degli effetti che un evento sismico può indurre su un pendio, sono inizialmente riassunti i principali casi documentati di frane indotte in Italia da eventi sismici in pendii naturali. Successivamente, sono esposte le procedure di analisi summenzionate che, con differenti livelli di approssimazione, permettono di valutare il comportamento di un pendio durante e dopo il sisma, tenendo conto degli aspetti che caratterizzano il comportamento dei terreni in condizioni di carico ciclico e dinamico e di quelli che influenzano la risposta nella fase post-sismica.

Parte dei risultati citati nella nota sono stati ottenuti nell'ambito di una ricerca sul comportamento dei pendii in condizioni sismiche, finanziata dalla Protezione Civile per il tramite del consorzio ReLuis (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).

2 Frane indotte da eventi sismici

Le osservazioni effettuate in seguito ai numerosi eventi sismici verificatisi negli ultimi decenni hanno messo in evidenza che i terremoti possono produrre frane di differenti caratteristiche sia in pendii naturali che in opere in terra (Ishihara, 1993; Chowdhury, 2000); i fenomeni di instabilità possono interessare ammassi rocciosi, terreni granulari e terreni a grana fine e si verificano con diversa frequenza e con caratteristiche cinematiche molto differenti tra loro.

In condizioni sismiche i pendii naturali e le opere in terra costituite da terreni a grana fine manifestano in genere un comportamento più stabile rispetto ai pendii e ai rilevati in terreni granulari, soprattutto se in condizioni di completa saturazione (Seed, 1968; Ishihara, 1993). Per questi ultimi, il progressivo accumulo della pressione interstiziale durante il sisma ha talvolta prodotto una sostanziale riduzione delle tensioni efficaci e il conseguente raggiungimento delle condizioni di liquefazione o di mobilità ciclica, con effetti disastrosi sulle condizioni di stabilità; da qui il particolare interesse della comunità scientifica internazionale per questi tipi di meccanismi di collasso (Ishihara et al., 1991; Bartlett e Youd, 1992; Ishihara, 1994).

In numerose occasioni il comportamento sismico di pendii naturali e di opere in terra in materiali a grana fine è stato significativamente influenzato dalla presenza di sottili intercalazioni di terreno a grana grossa saturo nei pendii naturali, o di terreni a grana grossa costituenti la fondazione di opere in terra. Per esempio, la liquefazione del terreno di fondazione è stata la causa dei meccanismi di collasso indotti su rilevati e dighe dai terremoti di Niigata del 1964, Tokachi-Oki del 1968, Loma Prieta del 1989, Kushuro-Oki del 1993, Hokkaido Nansei-Oki del 1993, Hokkaido Toho-Oki del

1994 e Hyogoken-Nambu (Kobe) del 1995 (Sasaki, 1998; Tani e Nakashima, 1999; Park et al., 2000).

Numerosi e importanti fenomeni di instabilità di pendii e opere in terra costituiti da terreni a grana fine si sono verificati in occasione del terremoto dell'Alaska del 1964 (Seed, 1968), del terremoto Irpino-Lucano del 1980 (Cotecchia, 1982; D'Elia et al., 1985, 1986) e dei terremoti del Messico del 1985 (Mendoza e Auvenet, 1988), di Sagueney del 1987 (Lefebvre et al., 1992), di Loma Prieta del 1989 (Boulanger et al., 1989) e di Northridge del 1995 (Harp e Jibson, 1995).

Una revisione critica dei casi documentati di frane indotte da terremoti in Italia e in altri paesi è stata recentemente eseguita da Biondi e Cascone (2005), a cui si rimanda per maggiori approfondimenti.

Un'analisi dei dati presenti in alcuni cataloghi, riferiti a forti eventi sismici verificatisi in Italia (Boschi et al., 1995; Boschi et al., 1997; Romeo e Delfino, 1997) ha messo in evidenza che la frequenza assoluta dei fenomeni di instabilità sismica dei pendii nel nostro paese è tutt'altro che trascurabile, e che la frequenza di tali fenomeni rispetto ad altre conseguenze di un evento sismico è generalmente prevalente. La Figura 1 mostra la distribuzione sul territorio nazionale dei fenomeni censiti da Romeo e Delfino (1997) fino al 1984.

Nonostante nell'ultimo secolo si siano verificati diversi terremoti di notevole intensità, in Italia non sono documentati casi di frane per liquefazione in pendii in terreni granulari. Fenomeni particolarmente significativi di instabilità di pendii in depositi a grana fine si sono verificati in seguito al terremoto Irpino-Lucano del 1980 (D'Elia, 1983; Cotecchia e Del Prete, 1984). Esso rappresenta l'evento di maggiore interesse sia per le caratteristiche dei fenomeni di instabilità, sia per la mole di informazioni reperibili in letteratura (Del Prete e Trisorio Liuzzi, 1981; Cherubini et al., 1981; Cotecchia, 1982; Agnesi et al., 1982; Maugeri et al., 1982; D'Elia, 1983; D'Elia et al., 1985, 1986; Esu et al., 1987; Fenelli et al., 1992; 1998; Simonelli e Viggiani, 1995; Di Nocera et al., 1995; Olivares e Silvestri, 2001; Del Gaudio e Wasowski, 2004). L'evento, caratterizzato da magnitudo M = 6.9 e intensità MCS pari a X all'epicentro, ha prodotto fenomeni di instabilità sia in formazioni di terreni argillosi, sia in roccia. Mentre i fenomeni che hanno interessato gli ammassi rocciosi sono stati tutti contemporanei all'evento, la maggior parte dei fenomeni di instabilità in terreni argillosi si sono innescati entro le 24 ore successive all'evento e, in alcuni casi, hanno avuto una durata di alcuni giorni (Cotecchia, 1982; Esposito et al., 1996).

Gli eventi franosi in terreni a grana fine sono stati generalmente di dimensioni notevoli, interessando volumi di terreno di decine di milioni di metri cubi, e hanno avuto le caratteristiche di scorrimenti, colate e frane complesse (D'Elia, 1983). I fenomeni di instabilità hanno riguardato in parte riattivazioni di frane attive o quiescenti, verificatesi prevalentemente sul versante destro della valle del fiume Sele; nel complesso la distribuzione areale dei fenomeni di instabilità può essere giustificata alla luce delle differenti condizioni idrogeologiche che caratterizzavano i due versanti della valle (Agnesi et al., 1982).

Gli accelerogrammi registrati durante l'evento presentano valori della durata significativa (*bracketed duration*), definita per una accelerazione di soglia pari a 0.05g (Bolt, 1969), di circa cinquanta secondi; la durata è invece di ottanta secondi circa se l'accelerazione di soglia utilizzata per la sua stima è assunta pari a 0.01g. (Berardi et al.,1981). La notevole durata dell'evento sismico spiega in parte gli importanti effetti sulla stabilità dei pendii e induce a considerare con attenzione gli effetti di degradazione ciclica e di accumulo delle pressioni interstiziali prodotti nei terreni da sollecitazioni caratterizzate da un elevato numero di cicli. In effetti, in alcuni casi i fenomeni di instabilità indotti dal terremoto Irpino-Lucano si sono verificati con un certo ritardo rispetto alla scossa principale e sono perciò da correlare con la riduzione della resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di scorrimento nella condizione statica successiva al sisma.

I fenomeni di instabilità più rilevanti sono quelli relativi alle località di Andretta (D'Elia et al., 1986; D'Elia, 1992), Bisaccia (Maugeri e Motta, 1985; Cotecchia et al., 1986b; Fenelli et al., 1992), Buoninventre (Maugeri e Motta, 1985; Cotecchia et al., 1986b;), Calitri (Hutchinson e Del Prete, 1985; Cotecchia et al., 1996, Martino e Scarascia Mugnozza, 2005),

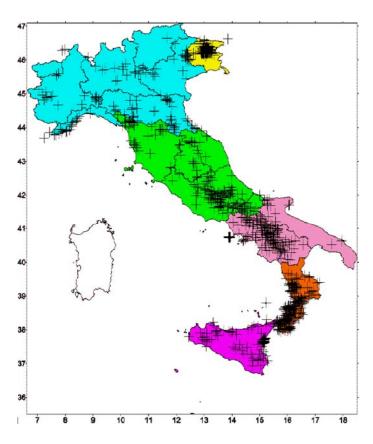


Figura 1. Distribuzione dei grandi fenomeni di deformazione sul territorio nazionale (Romeo e Delfino, 1997).

Grassano (Cotecchia e Del Prete, 1986) e Senerchia (Maugeri et al., 1982; Cotecchia et al., 1986a). Altri fenomeni di instabilità dei pendii causati dal sisma, per i quali sono stati effettuati diversi studi, sono quelli verificatisi a Tordella dei Lombardi, Calabritto (Battista et al., 1986) e nei villaggi di Caposele (Chiocchini e Cipriani, 1986) e Lioni (Chiocchini e Cherubini, 1986). Le Tabelle 1 e 2 riassumono le caratteristiche principali di alcune di queste frane.

Gli studi disponibili hanno individuato tra le cause predisponenti le precarie condizioni di stabilità che caratterizzavano gran parte dei versanti interessati dai fenomeni franosi già in condizioni precedenti al sisma: molti movimenti si sono verificati inoltre lungo superfici di scorrimento preesistenti, con valori operativi della resistenza al taglio prossimi ai valori residui.

In merito alle cause di innesco, gli studi concordano sull'ipotesi che, per alcune frane, l'effetto inerziale e la riduzione della resistenza al taglio dei terreni, dovuta principalmente all'incremento delle pressioni interstiziali indotto dalle azioni sismiche, abbiano contribuito in ugual misura; in altri casi, invece, l'effetto inerziale è risultato modesto per il ridotto valore delle accelerazioni sismiche, ma le caratteristiche di durata e frequenza della storia di carico ciclica hanno permesso lo sviluppo di significative variazioni delle pressioni interstiziali, con una conseguente riduzione della resistenza al taglio e l'innesco dei fenomeni di instabilità anche dopo la fine del sisma.

Le caratteristiche delle frane, in termini di volumi di terreno coinvolti, meccanismi di collasso, velocità del movimento, entità delle deformazioni permanenti indotte e loro evoluzione temporale, dipendono dal prevalere dell'effetto inerziale o dell'effetto della riduzione della resistenza al taglio

Tabella 1. Terremoto Irpino Lucano del 1980: caratteristiche delle frane indotte (modificata da Maggiore e Walsh, 1986).

sito	dist. epic.	intensità MSK	principali effetti	lunghezza superficie di rottura	spost.	geologia	causa		
	(km)			(m)	(cm)				
Senerchia	20	IX	spost.	poche centinaia	40	depositi colluviali a contatto con siltiti e flysh arenaceo	addensamento- compressione		
Senerchia	20	IX	spost.	700	30	argille varicolori a contatto con siltiti	derfomazioni permanenti		
Calabritto	15	IX	spost.	poche centinaia	15	argille varicolori a contatto con siltiti	deformazioni permanenti		
S.Gregorio Magno	30	VII	superficie di faglia	2000	50	depositi lacustri	scorrimenti lungo superfici di faglia		
S. Giorgio La Molara - Bisaccia	25-50	VII-VI	spost. e frane	diverse centinaia	50	unità argillose e arenacee	scorrimenti lungo superfici di faglia		
F.Tammaro	45	VI	fessure e spost.	4000	50	argille varicolori	anisotropia strutturale		
F. Sele	10-15	X-VII	fessure e frane	4000	50	argille varicolori	deformazioni permanenti e scorrimenti lungo superfici di faglia		
Albano di Lucania	80	VI	fessure e scorrim.	300	100	argille varicolori	anisotropia strutturale		

Tabella 2. Terremoto Irpino Lucano del 1980: caratteristiche delle frane di Grassano, Buoniventre, Senerchia e Andretta (modificata da Maugeri et al. 1994).

sito	intensità MCS	tipo	volumi	zona di scorrim.	immersione sup. scorr.	angolo attrito residuo	ruolo acqua
			(m ³)		(°)	(°)	
Grassano	VII	riattivata	12·10 ⁶	contatto formazione rocciosa	7	13	-
Buoniventre	Х	riattivata	30·10 ⁶	contatto formazione rocciosa	7-8	10-11	precipitazioni abbondanti nell'ultimo mese
Senerchia	IX	riattivata	28·10 ⁶	contatto formazione rocciosa	14-6	10	superficie di falda superficiale
Andretta	VIII	primo scorrim.	30·10 ⁶	deposito argille	7-10	17	precipitazioni abbondanti nell'ultimo mese

dei terreni. Sull'effetto inerziale hanno un'influenza rilevante i possibili fenomeni di amplificazione locale, che dipendono dalle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati, dalla successione stratigrafica e dalla geometria del pendio. Per la possibile riduzione della resistenza al taglio rivestono un ruolo fondamentale le caratteristiche della storia di carico ciclica imposta dal sisma, la natura dei terreni e, infine, lo stato tensionale efficace del pendio nella fase precedente l'evento sismico.

3 Caratteri del comportamento dei pendii in condizioni sismiche

Un terremoto produce la propagazione di onde sismiche all'interno di un pendio, eccitandone le masse e dando luogo di conseguenza ad azioni inerziali che, combinandosi con quelle statiche iniziali, modificano le condizioni di stabilità del pendio stesso.

I principali effetti osservati nel corso di un evento sismico sono costituiti da spostamenti permanenti, prodotti dall'istantaneo raggiungimento in alcune zone del pendio della resistenza disponibile, oppure dall'accumulo di deformazioni per stati tensionali distanti dalle condizioni di rottura. Questi spostamenti possono incrementarsi progressivamente nel tempo durante l'evento sismico, o essere innescati in un particolare istante e svilupparsi in maniera brusca e improvvisa, o ancora possono prodursi solo dopo che l'azione sismica sia terminata. Inoltre, essi possono derivare da deformazioni diffuse nell'intero volume del pendio, oppure da deformazioni localizzate in prossimità di zone fortemente distorte, assimilabili a superfici di scorrimento.

Perché nel corso di un evento sismico si verifichino spostamenti permanenti di un certo rilievo, è necessario che in alcuni istanti venga mobilitata la resistenza del terreno in una zona significativamente estesa del pendio. La resistenza al taglio disponibile può a sua volta subire una riduzione, per incremento delle pressioni interstiziali e degradazione delle caratteristiche di resistenza. Se durante il sisma si assumono condizioni di drenaggio impedito, la resistenza al taglio $\tau_{\rm f}$ è esprimibile in termini di tensioni efficaci mediante la relazione:

$$\tau_f = C' + (\sigma'_n + \Delta \sigma_n - \Delta u) \cdot \tan \varphi'$$
 (1)

dove σ'_n è la tensione efficace iniziale, normale alla giacitura di scorrimento, $\Delta\sigma_n$ e Δu sono le variazioni della tensione totale normale alla giacitura stessa e della pressione interstiziale indotte dal sisma; i valori della coesione efficace c' e dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' tengono conto dell'eventuale degradazione della resistenza per effetto delle azioni cicliche.

Le azioni inerziali sono inevitabilmente transitorie, essendo proporzionali alle accelerazioni sismiche. La riduzione della resistenza al taglio nel corso di un evento sismico ha invece un carattere progressivo e sostanzialmente permanente, essendo legata principalmente allo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali e alla degradazione ciclica. Questa differenza è illustrata qualitativamente nei diagrammi di Figura 2, dove le azioni inerziali sono rappresentate schematicamente da una funzione armonica e le resistenze da una funzione lineare decrescente nel tempo. La Figura 2.a illustra il caso in cui le azioni rimangono inferiori alle resistenze sia durante, sia dopo l'evento sismico. In questo caso, nell'ipotesi semplice di comportamento rigidoperfettamente plastico, non si produce alcuno spostamento permanente del pendio. Nel caso illustrato in Figura 2.b, invece, le azioni superano le resistenze già a partire dai primi cicli, ma al termine del sisma esse tornano ad essere inferiori alle resistenze: gli spostamenti hanno luogo solo durante l'evento sismico, e nelle condizioni post-sismiche il pendio è stabile. Infine, in Figura 2.c è illustrato il caso in cui la resistenza si riduce in maniera significativa, rimanendo al termine dell'evento sismico inferiore alle azioni statiche finali. Nonostante le azioni possano superare le resistenze già durante il sisma, producendo un primo accumulo di spostamenti permanenti, in questo caso la fonte principale d'instabilità è prodotta dalle azioni statiche che, risultando nelle condizioni post-sismiche maggiori delle resistenze, possono dar luogo a spostamenti di entità molto significativa.

Il temporaneo superamento delle resistenze durante l'evento sismico (caso b) non causa un fenomeno di collasso, stante la transitorietà delle azioni. Il superamento della resistenza nelle

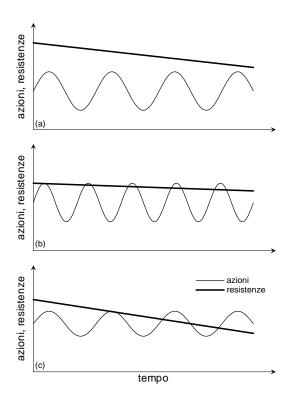


Figura 2. Andamento temporale schematico di azioni e resistenze durante un evento sismico.

condizioni post-sismiche (caso c) determina invece un vero e proprio meccanismo di collasso, poiché le azioni instabilizzanti sono costanti nel tempo: gli spostamenti proseguono fino al determinarsi di una diversa configurazione geometrica alla quale possa corrispondere nuovamente l'equilibrio del corpo di frana.

Le frane indotte dalla riduzione della resistenza al taglio possono assumere caratteri differenti in dipendenza del comportamento, duttile o fragile, dei terreni costituenti il pendio e della loro permeabilità. Per comportamenti di tipo duttile, la resistenza del terreno rimane costante al crescere delle deformazioni e gli spostamenti necessari per il ripristino delle condizioni di equilibrio sono in genere caratterizzati da velocità decrescente. Per comportamenti di tipo fragile, dopo il raggiungimento delle condizioni di picco si verifica una riduzione della resistenza, che produce una concentrazione delle deformazioni nelle zone di rottura e il conseguente sviluppo di superfici di discontinuità. Il meccanismo di collasso, di tipo instabile, è in questo caso caratterizzato da un'accelerazione degli spostamenti sino al raggiungimento di una configurazione geometrica compatibile con l'equilibrio tra le forze di gravità e la resistenza disponibile lungo la superficie di scorrimento.

Meccanismi di tipo fragile possono verificarsi anche in terreni sabbiosi sciolti saturi, sollecitati dalle azioni sismiche in condizioni non drenate. In essi il sisma può indurre incrementi significativi delle pressioni interstiziali, con conseguente riduzione della resistenza al taglio. In dipendenza dallo stato iniziale del terreno (densità e stato tensionale efficace) e dall'ampiezza e durata dell'azione sismica, la resistenza disponibile può diventare inferiore a quella necessaria per garantire l'equilibrio del sistema sotto le sole azioni gravitazionali. Si determina così una rottura per liquefazione, di tipo fragile e caratterizzata da una rapida propagazione, che può manifestarsi durante o subito dopo l'evento, con disgregazione della massa in frana in una colata rapida.

Per i terreni a grana fine, incrementi delle pressioni interstiziali tali da produrre una riduzione della resistenza al taglio possono verificarsi in argille tenere, caratterizzate da un comportamento contraente, e nelle zone di taglio di frane quiescenti, rimaneggiate dagli scorrimenti pregressi. In entrambi i casi, a comportamenti contraenti sono associati fenomeni di rottura di tipo duttile. Perciò, nei terreni a grana fine le frane indotte da incrementi delle pressioni interstiziali possono innescarsi a fine sisma e continuare per tempi lunghi, sino alla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, ma non sono possibili i meccanismi di collasso per liquefazione osservati nei terreni granulari. Una notevole eccezione è costituita dalle forti riduzioni della resistenza al taglio delle argille sensibili, presenti per esempio in Canada e nell'Europa del Nord ma sostanzialmente assenti nel nostro paese, per le quali a comportamenti contraenti sono associate importantissime riduzioni della resistenza e perciò rotture di tipo fragile.

La valutazione del margine di sicurezza di un pendio nei riguardi di un cinematismo di collasso, nell'ipotesi che questo sia attivato dalla riduzione di resistenza al taglio indotta dal sisma (Figura 2.c), può essere eseguita nelle condizioni statiche successive al sisma. A questo scopo possono essere adoperati i metodi classici dell'equilibrio limite, introducendovi gli incrementi delle pressioni interstiziali e la degradazione dei parametri di resistenza indotti dal sisma. In assenza di specifiche prove di laboratorio eseguite in condizioni cicliche, le sovrappressioni interstiziali Δu possono essere valutate facendo ricorso all'uso di relazioni empiriche. Tipicamente, la degradazione dei parametri di resistenza viene portata in conto semplicemente ponendo la coesione efficace c' pari a zero.

Per il semplice caso di un pendio indefinito caratterizzato da un'inclinazione del piano di campagna pari a α , una profondità della superficie di scorrimento dal piano campagna e dalla superficie libera rispettivamente pari a D e a D_w , un coefficiente di pressione interstiziale $r_u = \gamma D/\gamma_w D_w$, con γ e γ_w pesi dell'unità di volume del terreno e dell'acqua, si ha:

$$\frac{\tau_f}{\tau} = \frac{c'}{\gamma D \cdot \text{sen}\alpha \cos \alpha} + \left(1 - r_{\text{u}}\right) \cdot \left(1 - \psi_{\text{max}}\right) \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \tag{2}$$

dove il rapporto adimensionale di sovrappressione interstiziale ψ è espresso nella forma

$$\psi_{\text{max}} = \frac{\Delta u_{\text{max}}}{\sigma_0'} = \frac{\Delta u_{\text{max}}}{\gamma D \cos^2 \alpha \left(1 - r_{\text{u}}\right)}$$
(3)

Espressioni di ψ sono disponibili nella letteratura tecnica sia per i terreni granulari (es.: Seed e Booker, 1977), sia per quelli coesivi (es.: Matsui et al., 1980).

Quando la riduzione del margine di sicurezza è momentanea e correlata all'effetto delle azioni inerziali indotte dal sisma, manifestandosi con accumulo di deformazioni e spostamenti per la sola durata dell'evento, un'analisi congruente del comportamento di un pendio non può, in linea di principio, prescindere dalla valutazione delle deformazioni e degli spostamenti indotti dal sisma.

4 Deformazioni e spostamenti indotti da eventi sismici

La valutazione delle deformazioni e degli spostamenti indotti da un evento sismico richiede l'impiego di registrazioni accelerometriche rappresentative della sismicità del sito, nonché la stima delle proprietà meccaniche (resistenza, rigidezza, smorzamento, ecc.) dei terreni interessati dalla propagazione delle onde sismiche. Utilizzando modelli costitutivi adeguati per la previsione del comportamento meccanico dei terreni in condizioni cicliche, le deformazioni e gli spostamenti indotti dal sisma possono essere valutati con metodi di analisi dinamica avanzata. Essi permettono di descrivere i principali aspetti del comportamento del sistema durante l'evento sismico, riproducendo ad esempio l'evoluzione temporale delle deformazioni e degli spostamenti, dello stato tensionale efficace e del campo di accelerazione indotti dal sisma nel volume di terreno studiato. Essi sono inoltre in grado, in linea di principio, di descrivere il comportamento meccanico dell'opera nella fase statica precedente al sisma e in quella statica successiva.

Nelle applicazioni correnti, gli spostamenti permanenti indotti dalle azioni sismiche in un pendio vengono più frequentemente valutati mediante il metodo degli spostamenti, originariamente proposto da Newmark (1965). Nel metodo si tiene conto del carattere transitorio dell'azione sismica, rappresentata dalla storia temporale delle accelerazioni, e si utilizzano procedure analitiche semplici per il calcolo degli spostamenti.

Nelle analisi si assume che lo spostamento relativo fra un volume di terreno potenzialmente instabile, delimitato da una superficie di scorrimento, e la formazione stabile abbia inizio quando le forze d'inerzia agenti nel volume di terreno stesso, considerato infinitamente rigido, producono il superamento della resistenza disponibile lungo la superficie di scorrimento; il moto si arresta quando, essendosi ridotte le forze inerziali, la velocità relativa si annulla. La velocità relativa e gli spostamenti permanenti sono valutati per integrazione delle equazioni del moto relativo. L'ipotesi di comportamento rigido-plastico implica che, fino alla mobilitazione della resistenza, le accelerazioni istantanee agenti sul volume di terreno potenzialmente instabile siano uniformemente distribuite e pari alle accelerazioni della formazione stabile di base (a(t))

L'accelerazione critica, per la quale le azioni inerziali producono il raggiungimento della resistenza disponibile, può essere valutata mediante un'analisi pseudostatica ed è funzione della geometria del pendio, delle sue caratteristiche di resistenza e della forma e posizione della superficie di scorrimento. Nel metodo si assume tipicamente che l'accelerazione critica rimanga costante durante l'evento sismico. Ciò equivale ad ammettere che il sisma non induca significative sovrappressioni interstiziali e che il comportamento del terreno sia di tipo duttile.

Gli spostamenti calcolati sono scorrimenti derivanti dal raggiungimento della resistenza lungo una superficie ben definita; nel metodo vengono quindi trascurati spostamenti permanenti indotti da stati tensionali distanti dalle condizioni di rottura.

L'assunzione di comportamento rigido per la massa instabile costituisce uno dei principali limiti del metodo degli spostamenti nella sua versione originaria. La deformabilità dei terreni può infatti produrre modifiche importanti nei caratteri del moto sismico, variandone le ampiezze e il contenuto in frequenza. Inoltre, a causa della deformabilità, il moto sismico in un fissato istante può essere caratterizzato da una distribuzione spaziale delle accelerazioni, e quindi delle forze d'inerzia, significativamente eterogenea.

Seed e Martin (1966) hanno proposto di modificare il metodo originario, impiegando per il calcolo degli spostamenti un accelerogramma equivalente, che descriva la risposta sismica complessiva del volume di terreno potenzialmente instabile. Nel metodo modificato si esegue un'analisi monodimensionale di risposta sismica per calcolare la distribuzione istantanea delle accelerazioni nel pendio e da questa distribuzione si valuta l'accelerazione istantanea media agente nella massa potenzialmente instabile (Figura 3). L'accelerogramma ottenuto dalla ripetizione di questa procedura per tutti gli istanti di calcolo è quindi utilizzato per la valutazione degli spostamenti indotti dal sisma, mediante la consueta tecnica di doppia integrazione dell'equazione del moto relativo. Questo metodo deve essere considerato disaccoppiato nel senso che da un lato l'accelerogramma equivalente è valutato dalle analisi di risposta sismica, trascurando la presenza di una superficie di scorrimento, e dall'altro esso è utilizzato per ricavare gli spostamenti permanenti prodotti dal raggiungimento della resistenza lungo una superficie di scorrimento.

Nel metodo disaccoppiato, l'accelerogramma equivalente si ottiene da un'analisi di risposta sismica eseguita in condizioni monodimensionali (1D) o in condizioni bidimensionali (2D). Nel caso monodimensionale, il corpo di frana è assimilato a una colonna di terreno la cui altezza H rappresenta sinteticamente la profondità della superficie di scorrimento rispetto al piano campagna. Facendo riferimento allo schema di Figura 4, l'accelerogramma orizzontale equivalente è espresso nella forma:

$$a_{\text{eq}}(t) = \frac{F_h(t)}{m} = \frac{\tau(H, t)}{\rho \cdot H} = \frac{\tau(H, t)}{\sigma_{\text{v}}(H)} \cdot g \tag{4}$$

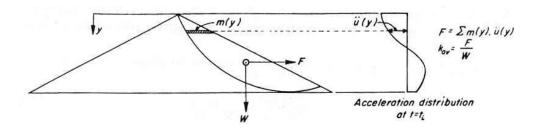


Figura 3. Valutazione dell'accelerazione equivalente (Seed e Martin 1966).

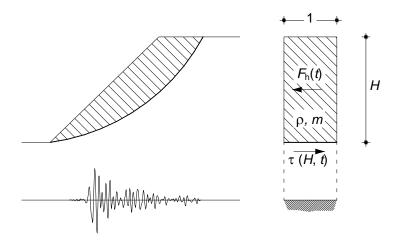


Figura 4. Valutazione dell'accelerazione equivalente in condizioni monodimensionali.

dove m è la massa della colonna di terreno, ρ è la densità, $\tau(H,t)$ è la tensione tangenziale agente istantaneamente alla base della colonna e σ_v è la tensione verticale totale agente alla base della colonna stessa, assunta costante nel tempo.

Limitatamente al caso monodimensionale sono stati anche proposti metodi denominati "accoppiati" (Lin e Whitman, 1983; Chopra e Zang, 1991; Gazetas e Uddin, 1994; Kramer e Smith, 1997; Rathje e Bray, 1999; Ausilio et al., 2008); in questi, nell'ambito delle analisi di risposta sismica si considera esplicitamente lo sviluppo di scorrimenti permanenti: il calcolo degli spostamenti avviene così contestualmente alla valutazione della risposta sismica. Nel corso della simulazione dell'evento sismico, l'istantaneo raggiungimento della resistenza lungo la superficie di scorrimento limita implicitamente l'entità delle accelerazioni che possono essere trasmesse dalla base al volume di terreno instabile.

Rathje e Bray (1999), hanno confrontato gli spostamenti calcolati con i due approcci, per un caso monodimensionale, al variare del periodo fondamentale del sistema $T_{\rm s}$ (= $4H/V_{\rm S}$) e del periodo quadratico medio dell'azione sismica $T_{\rm m}$. Il periodo quadratico medio rappresenta sinteticamente il contenuto in frequenza di un segnale; esso è definito dall'espressione (Rathje et al., 1998):

$$T_{\rm m} = \frac{\sum C_{\rm i}^2 \cdot \left(\frac{1}{f_{\rm i}}\right)}{\sum C_{\rm i}^2} \tag{5}$$

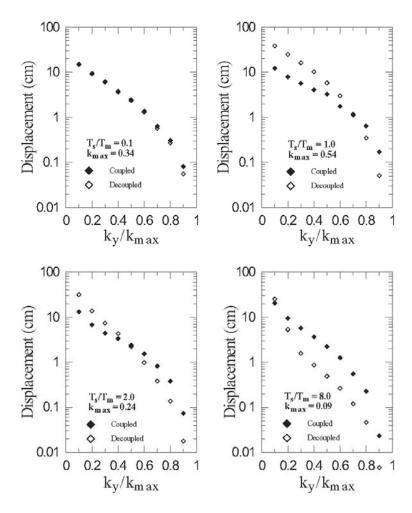


Figura 5. Spostamenti calcolati da Rathje e Bray (1999) diagrammati in funzione del rapporto K_y/K_{max}

dove le quantità C_i sono le ampiezze dello spettro di Fourier e con f_i sono indicate le corrispondenti frequenze, nell'intervallo 0.25-20 Hz.

In Figura 5 sono mostrati gli spostamenti calcolati dagli Autori per un particolare accelerogramma, diagrammati in funzione del rapporto fra il coefficiente sismico orizzontale critico K_y e quello massimo $K_{\rm max}$. In generale, il confronto ha mostrato che per valori del rapporto $T_{\rm s}/T_{\rm m}$ approssimativamente minori di 2 il metodo disaccoppiato fornisce una stima cautelativa degli spostamenti indotti dal sisma, almeno per valori del rapporto $K_y/K_{\rm max} < 0.6$. Per $T_{\rm s}/T_{\rm m} > 2$, il metodo disaccoppiato risulta meno cautelativo del metodo accoppiato. Tuttavia, a valori di $T_{\rm s}/T_{\rm m}$ elevati corrisponde in genere una deamplificazione del moto sismico, e quindi valori di $K_{\rm max}$ modesti (pari a 0.09 per $T_{\rm s}/T_{\rm m} = 8$ nell'esempio di Figura 5). A valori realistici di K_y corrispondono perciò rapporti $K_y/K_{\rm max}$ elevati e conseguentemente spostamenti modesti. In sintesi, perciò, lo studio sembra indicare che il metodo disaccoppiato fornisce, nella maggior parte dei casi di interesse applicativo, spostamenti ragionevolmente cautelativi.

Analisi monodimensionali di risposta sismica, inizialmente utilizzate per l'analisi del comportamento di dighe ideali in terra (Seed e Martin, 1966) sono state recentemente eseguite per l'analisi del comportamento sismico di discariche di rifiuti solidi urbani (Bray e Rathje,1998; Bray et al., 1998) o di pendii naturali (Ausilio et al., 2007a, 2007b). La riduzione del volume di terreno potenzialmente instabile ad un strato (o colonna) di terreno di spessore H implica che le forze di inerzia siano costanti in direzione orizzontale. Questa approssimazione appare ragionevole per pendii acclivi e superfici di scorrimento caratterizzate da un angolo di immersione in sommità elevato rispetto all'orizzontale. I volumi di terreno delimitati dal piano campagna e dalla superficie di scorrimento sono in questo caso caratterizzati da una larghezza orizzontale modesta rispetto all'altezza del pendio e il volume di terreno potenzialmente instabile è geometricamente assimilable a un cuneo, come suggerito da Seed e Martin (1966). Queste situazioni possono verificarsi nel caso di costruzioni in terra e fronti di scavo in cui la superficie che delimita il cinematismo di collasso passa per il piede della scarpata.

Ausilio et al. (2007a-b) hanno calcolato con una serie di analisi monodimensionali i valori massimi dell'accelerazione equivalente $a_{\rm (eq)max}$ per corpi di frana caratterizzati da superfici di scorrimento a profondità comprese tra 5 e 60 m, effettuando analisi di risposta sismica per 21 diverse successioni stratigrafiche rappresentative delle diverse categorie di sottosuolo individuate dall'Eurocodice 8 (EN 1998-5) e dalla normativa tecnica italiana (DM 14.1.2008). Nelle analisi sono state utilizzate 124 diverse registrazioni accelerometriche effettuate sul territorio italiano, selezionate dal database SISMA (http://sisma.dsg.uniroma1.it, Scasserra et al. 2008). I valori di $a_{\rm (eq)max}$ sono stati normalizzati rispetto alla massima accelerazione in superficie $a_{\rm max}$ ottenuta dalle analisi, espressa come il prodotto della massima accelerazione su affioramento rigido $a_{\rm g}$ moltiplicata per un coefficiente di amplificazione $S_{\rm NL}$.

In Figura 6 i valori normalizzati dell'accelerazione equivalente massima sono diagrammati in funzione del rapporto $T_{\rm s}/T_{\rm m}$, tra il periodo fondamentale $T_{\rm s}$ della colonna modimensionale assunta equivalente al corpo di frana e il periodo quadratico medio $T_{\rm m}$ della registrazione accelerometrica utilizzata. L'andamento ottenuto appare poco influenzato dalla categoria di sottosuolo ipotizzata e può essere interpolato con un'unica curva espressa nella forma:

$$\frac{a_{(eq)max}}{a_{max}} = \frac{a_{(eq)max}}{a_{g} \cdot S_{NL}} = 0.4199 \cdot \left(\frac{T_{s}}{T_{m}}\right)^{-0.815}$$
(6)

diagrammata in Figura 6 insieme alle curve che individuano il campo racchiuso da uno scarto pari alla deviazione standard. Quasi tutti i valori del rapporto $a_{eq(max)}/a_{max}$ sono inferiori all'unità per effetto dell'asincronicità del moto in direzione verticale, portata implicitamente in conto dalla relazione (4). All'aumentare di T_{s}/T_{m} , diminuisce il rapporto fra le lunghezze d'onda caratteristiche dell'evento e lo spessore di terreno considerato: le forze inerziali equivalenti si riducono perciò sostanzialmente, dando luogo ad accelerazioni equivalenti minori di quelle valutate in superficie.

La Figura 6 mostra che per $T_{\rm s}/T_{\rm m}$ > 0.5 l'accelerazione equivalente è sempre minore di quella in superficie. Poiché oltre il 50 % delle registrazioni accelerometriche contenute nel database SISMA è caratterizzato da valori di $T_{\rm m}$ inferiori a 0.3 s, ipotizzando valori di $V_{\rm s}$ compresi tra 200 e 300 m/s si ottengono rapporti $T_{\rm s}/T_{\rm m}$ > 0.5 per spessori dei terreni in frana maggiori di circa 10 m. Quindi, mentre per cinematismi superficiali si ha una sostanziale coincidenza fra accelerazioni equivalenti e accelerazioni in superficie, per cinematismi di scorrimento assimilabili a schemi monodimensionali e profondità della superficie di scorrimento maggiore di circa 10 m appare lecito attendersi che le riduzioni delle ampiezze del moto sismico prodotte dai fenomeni di asincronicità in direzione verticale divengano significative.

Una descrizione più realistica della risposta sismica richiede il ricorso ad analisi bidimensionali, che consentono una migliore descrizione della geometria del pendio. Possono così essere portati in conto eventuali fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche in corrispondenza della cresta di dighe in terra e rilievi e della sommità di pendii e fronti di scavo. Per esempio, la Figura 7 mostra un confronto tra le accelerazioni massime ottenute in asse ad una diga in terra da analisi svolte in

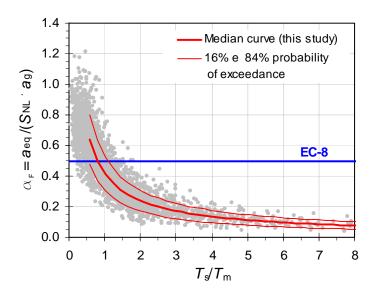


Figura 6. Rapporto fra l'accelerazione equivalente e quella massima in funzione delle proprietà del sito e dell'azione sismica (Ausilio et al. 2007).

condizioni mono e bi-dimensionali, assimilando il comportamento meccanico dei terreni a quello di un mezzo viscoelastico lineare equivalente (Cascone e Rampello, 2003); il rapporto tra i valori di $a_{\rm max}$ ottenuti da analisi 2D e 1D, $a_{\rm max2D}/a_{\rm max1D}$, assume valori maggiori dell'unità e compresi nell'intervallo 1.3-1.7 nella zona superiore della diga, in prossimità della cresta, per effetto della focalizzazione delle onde sismiche.

Una descrizione più realistica della risposta sismica richiede il ricorso ad analisi bidimensionali, che consentono una migliore descrizione della geometria del pendio. Possono così essere portati in conto eventuali fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche in corrispondenza della cresta di dighe in terra e rilievi e della sommità di pendii e fronti di scavo. Per esempio, la Figura 7 mostra un confronto tra le accelerazioni massime ottenute in asse ad una diga in terra da analisi svolte in condizioni mono e bi-dimensionali, assimilando il comportamento meccanico dei terreni a quello di un mezzo viscoelastico lineare equivalente (Cascone e Rampello, 2003); il rapporto tra i valori di $a_{\rm max}$ ottenuti da analisi 2D e 1D, $a_{\rm max2D}/a_{\rm max1D}$, assume valori maggiori dell'unità e compresi nell'intervallo 1.3-1.7 nella zona superiore della diga, in prossimità della cresta, per effetto della focalizzazione delle onde sismiche.

Analisi bidimensionali si rendono opportune anche nel caso di cinematismi superficiali in pendii poco acclivi, caratterizzati da superfici di scorrimento di modesta curvatura. In questo caso infatti non è più trascurabile la variazione in direzione orizzontale delle forze d'inerzia all'interno del volume di terreno potenzialmente instabile.

In condizioni bidimensionali, l'accelerazione equivalente istantanea si ricava a partire dallo stato tensionale lungo la superficie di scorrimento (Chopra, 1966). Indicando con $\mathbf{s}(x,y,t)$ il vettore tensione agente sulla superficie di scorrimento nella posizione (x,y) all'istante t (Figura 8), e indicando con t_0 l'istante iniziale, al quale corrisponde uno stato tensionale litostatico, la forza d'inerzia $F_h(t)$ agente istantaneamente in direzione orizzontale è pari, per l'equilibrio, a:

$$F_{h}(t) = \int_{S} [s_{x}(x, y, t) - s_{x}(x, y, t_{0})] dS$$
 (7)

dove S indica la potenziale superficie di scorrimento e s_x è la componente orizzontale di s.

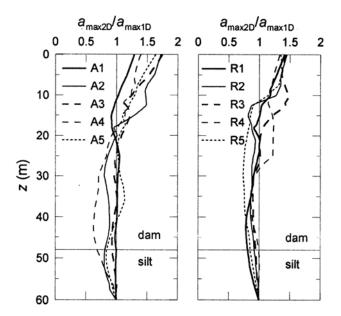


Figura 7. Profili dell'accelerazione massima ottenuti da analisi di risposta sismica 1D e 2D in asse a una diga in terra omogenea (Cascone e Rampello, 2003).

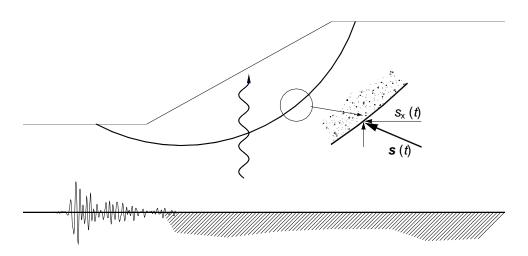


Figura 8. Determinazione dell'accelerogramma equivalente in condizioni bidimensionali.

L'accelerazione equivalente al tempo t si ricava perciò dividendo la forza d'inerzia per la massa del volume di terreno compreso entro la superficie di scorrimento:

$$a_{\rm eq}(t) = \frac{F_{\rm h}(t)}{m} \tag{8}$$

Mentre in condizioni monodimensionali l'accelerogramma equivalente porta in conto soltanto la distribuzione spaziale istantanea delle forze d'inerzia in direzione verticale (Figure 3 e 4), in

un'analisi bidimensionale esso tiene conto implicitamente anche della variabilità del moto sismico in direzione orizzontale. La necessità di effettuare analisi bidimensionali appare perciò legata sia all'importanza dei fenomeni di focalizzazione, sia all'effettiva estensione planimetrica del pendio rispetto alle lunghezze d'onda caratteristiche del moto sismico.

La Figura 9 mostra alcuni profili delle accelerazioni orizzontali istantanee valutate da Rampello et al. (2009) con analisi lineari equivalenti svolte in condizioni bidimensionali in pendii di geometria assimilabile a quella di un pendio indefinito con inclinazione α = 20°. In Figura 9.a è mostrato un confronto fra i profili ottenuti variando la rigidezza dei terreni: mentre per un terreno consistente le accelerazioni istantanee hanno tutte lo stesso verso, per un terreno più deformabile le accelerazioni hanno un verso diverso fra monte e valle. Le corrispondenti forze d'inerzia hanno perciò un verso opposto, e questo effetto di asincronicità del moto in direzione orizzontale determina un decremento delle accelerazioni equivalenti. Un effetto analogo si verifica considerando volumi maggiori di terreno potenzialmente instabile (Figura 9.b): in questo caso, per il volume di terreno con dimensioni maggiori si osserva anche un'importante asincronicità del moto in direzione verticale, che produce un'ulteriore riduzione delle accelerazioni equivalenti. Infine, in Figura 9.c è mostrato il confronto fra i profili delle accelerazioni orizzontali ottenuti utilizzando due diverse azioni sismiche, a parità di rigidezza e di dimensione del volume di terreno potenzialmente instabile. L'accelerogramma denominato TDG è caratterizzato da frequenze basse ($T_{\rm m} = 0.57$ s) e dà luogo perciò a lunghezze d'onda elevate, che producono un moto essenzialmente sincrono nel volume considerato. L'accelerogramma NCB ha invece frequenze più elevate ($T_{\rm m} = 0.13 \, {\rm s}$) e produce perciò un moto sismico caratterizzato da lunghezze d'onda più piccole; a queste corrisponde una significativa asincronicità del moto e una riduzione delle azioni equivalenti.

Gli effetti di moto asincrono sono anche visibili dal confronto tra gli spettri di Fourier degli accelerogrammi di ingresso alle analisi, degli accelerogrammi equivalenti e di quelli calcolati al baricentro della massa potenzialmente instabile. La Figura 10 mostra questo confronto per un volume di terreno delimitato da una superficie di scorrimento parallela al piano campagna, di lunghezza $L=150\,\mathrm{m}$ e profondità $D=15\,\mathrm{m}$, in un pendio in terreni a grana fine di consistenza medio-bassa. Per l'accelerogramma TDG, il contenuto in frequenza dell'accelerogramma equivalente è simile a quello dell'accelerogramma di ingresso, mentre per l'accelerogramma NCB si osserva una sostanziale modifica del contenuto in frequenza: le armoniche dell'accelerogramma equivalente di frequenza maggiore di 4 Hz assumono ampiezze trascurabili a causa dell'asincronicità del moto sismico.

In sintesi, l'effetto dell'asincronicità del moto diviene importante quando il rapporto fra le lunghezze d'onda prevalentemente associate al moto sismico diventano confrontabili o minori delle dimensioni caratteristiche dei volumi di terreno potenzialmente instabili. Ciò si verifica per volumi instabili di dimensioni importanti, per terreni deformabili e per azioni sismiche caratterizzate da frequenze elevate.

La Figura 11 illustra il caso di una diga in terra zonata, per la quale è stata effettuata una valutazione degli spostamenti indotti dal sisma utilizzando il metodo disaccoppiato. Anche in questo caso le analisi di risposta sismica sono state svolte in condizioni bidimensionali assimilando il comportamento meccanico dei terreni a quello di un mezzo viscoelastico lineare equivalente (Callisto et al., 2008). È visibile la geometria della sezione maestra del rilevato, con il nucleo inclinato e le cinque superfici di scorrimento critiche individuate. Le analisi sono state condotte utilizzando nove diversi accelerogrammi e ricavando gli spostamenti per doppia integrazione, utilizzando sia le storie temporali delle accelerazioni calcolate in corrispondenza del baricentro dei volumi potenzialmente instabili, sia valutando per ciascuno di essi l'accelerogramma equivalente mediante le espressioni (7) e (8).

La Figura 12 mostra l'intensità di Arias degli accelerogrammi al baricentro (a) e degli accelerogrammi equivalenti (b) per i volumi di terreno delimitati dalle diverse superfici di scorrimento e per le nove azioni sismiche considerate. È immediato notare che, passando dagli accelerogrammi al baricentro a quelli equivalenti, per alcune superfici l'intensità di Arias si riduce notevolmente, mentre per altre risulta leggermente maggiore. In particolare, le superfici che

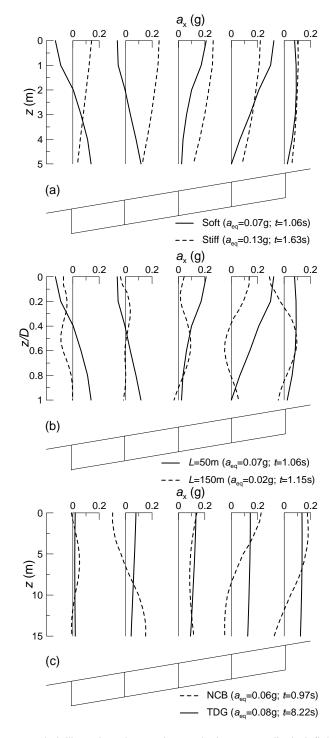


Figura 9. Profili istantanei dell'accelerazione orizzontale in un pendio indefinito (Rampello et al. 2009).

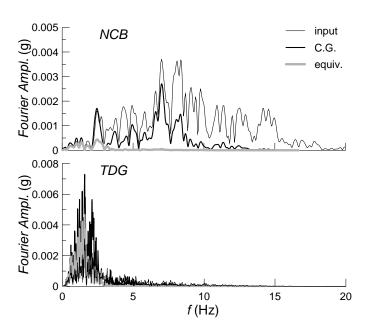


Figura 10. Confronto tra gli spettri di Fourier dell'accelerogramma di ingresso, dell'accelerogramma al baricentro del volume instabile e dell'accelerogramma equivalente (Rampello et al., 2009)

attraversano il paramento di monte della diga (A, B, C) delimitano volumi di terreno potenzialmente instabile che hanno dimensioni maggiori di quelli di valle e sono inoltre caratterizzati da una minore rigidezza, essendo interessati dalle elevate pressioni interstiziali prodotte dall'invaso. Di conseguenza, per esse devono attendersi maggiori effetti dell'asincronicità del moto, che si manifestano come una riduzione delle ampiezze degli accelerogrammi equivalenti, e perciò della corrispondente intensità di Arias; in alcuni casi, questa raggiunge valori anche inferiori a quelli degli accelerogrammi di ingresso, applicati alla formazione rigida di base (bedrock), rappresentati in figura con una linea tratteggiata. Di conseguenza, per queste superfici, gli spostamenti calcolati effettuando una doppia integrazione dell'accelerogramma equivalente diventano trascurabili (Figura 13.b). Per le superfici di valle (D, E), che racchiudono volumi di terreno di minore estensione e maggiore rigidezza, il moto sismico deve invece considerarsi sostanzialmente sincrono. Conseguentemente, gli spostamenti calcolati in corrispondenza di queste superfici utilizzando gli accelerogrammi equivalenti sono significativi.

Lo studio del comportamento sismico della diga è stato ripetuto utilizzando un metodo di calcolo accoppiato, attraverso un'analisi dinamica in cui il comportamento meccanico dei terreni è stato descritto mediante un modello costituitivo elasto-plastico con incrudimento isotropo (modello Hardening Soil implementato nel programma Plaxis). Nel legame costitutivo adoperato, il dominio elastico è delimitato da due superfici di plasticizzazione, caratterizzate da due diverse leggi d'incrudimento isotropo, regolate dalle deformazioni plastiche di tipo deviatorico e volumetrico, rispettivamente. Oltre allo smorzamento isteretico risultante dallo sviluppo di deformazioni plastiche, nelle analisi è stato introdotto uno smorzamento viscoso aggiuntivo pari al 10 %. Le azioni sismiche sono costituite da due accelerogrammi: la registrazione di Borgo Cerreto Torre del terremoto Umbria-Marche del 1997 e quella di Bagnoli EW del terremoto Irpino Lucano del 1980.

La Figura 14 mostra le isolinee delle accelerazioni orizzontali ottenute in un fissato istante per le due diverse azioni sismiche. L'accelerogramma di Borgo Cerreto Torre è caratterizzato da elevate frequenze ($T_m = 0.17$ s) e dà luogo a un moto sostanzialmente asincrono: passando dalla cresta

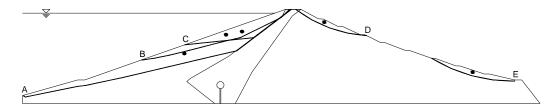


Figura 11. Sezione maestra del rilevato della diga di Occhito, con indicazione delle superfici di scorrimento critiche (Callisto et al., 2008)

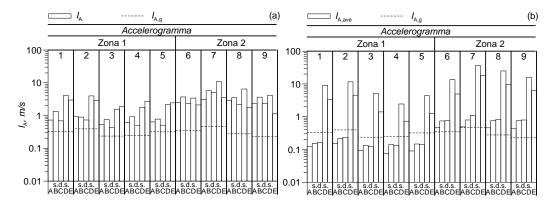


Figura 12. Analisi della risposta sismica della Diga di Occhito: intensità di Arias calcolate per gli accelerogrammi al baricentro (a) e per gli accelerogrammi equivalenti (b) (Callisto et al., 2008).

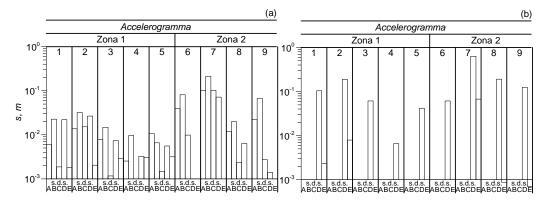


Figura 13. Analisi della risposta sismica della Diga di Occhito: spostamenti calcolati utilizzando gli accelerogrammi al baricentro (a) e gli accelerogrammi equivalenti (b) (Callisto et al., 2008).

alla base le accelerazioni orizzontali mostrano dapprima un incremento e poi un decremento delle ampiezze. L'asincronicità è significativa anche in direzione orizzontale, in corrispondenza del nucleo, dove si ha un incremento locale delle accelerazioni istantanee. L'accelerogramma di Bagnoli Irpino è invece caratterizzato da basse frequenze ($T_{\rm m}=0.97\,{\rm s}$) e perciò l'asincronicità del moto è sostanzialmente minore, sia in direzione orizzontale, sia in direzione verticale, dove le accelerazioni decrescono in maniera monotona passando dalla cresta alla base: a parità di ampiezze del moto, si ottengono perciò spostamenti maggiori. Questi sono mostrati in Figura 15, al termine dell'azione sismica costituita dall'accelerogramma di Bagnoli: la Figura 15.a si riferisce agli spostamenti verticali e la 15.b a quelli orizzontali. In questi diagrammi, la spaziatura tra ciascuna isolinea è costante e le distanze tra le isolinee sono perciò inversamente proporzionali alle deformazioni.

Dall'esame della figura si evince un meccanismo deformativo diverso da quello ipotizzato nel metodo disaccoppiato, dove gli spostamenti sono prodotti da deformazioni concentrate lungo superfici di scorrimento. La Figura 15 mostra infatti che le deformazioni sono diffuse in maniera piuttosto uniforme nel corpo diga. Si osservano alcune concentrazioni delle deformazioni verticali nel nucleo, mentre le deformazioni orizzontali si concentrano, oltre che nella zona alta del nucleo, anche nel fianco di valle, a quote non distanti dalla base della diga. Si ha in definitiva una deformazione piuttosto diffusa, associata a un abbassamento e ad un allargamento del corpo diga, e a spostamenti complessivamente minori di quelli valutati con il metodo disaccoppiato, in cui si assume che le deformazioni siano concentrate lungo una superficie di scorrimento. Congruentemente con i risultati del calcolo disaccoppiato, anche dall'analisi del modello continuo gli spostamenti maggiori si verificano nel paramento di valle.

Utilizzando un modello costitutivo elasto-plastico formulato in termini di tensioni efficaci, gli incrementi delle pressioni interstiziali derivano dalla risposta del modello in condizioni non drenate. La risposta del modello costitutivo utilizzato può essere illustrata più efficacemente facendo riferimento a una diga interamente costituita da terreno a grana fine. La Figura 16 mostra i risultati di un'analisi dinamica eseguita per la diga in terra della Marana Capacciotti, effettuata descrivendo il comportamento meccanico dei terreni con lo stesso modello costitutivo utilizzato per l'analisi

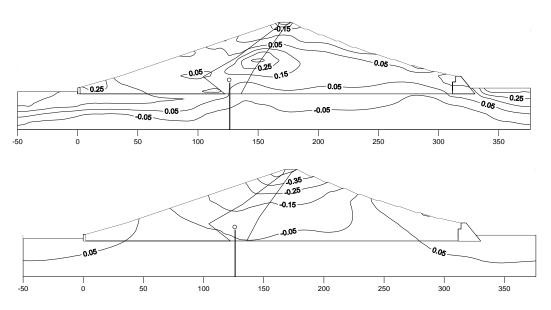


Figura 14. Analisi dinamica della Diga di Occhito: isolinee delle accelerazioni orizzontali istantanee (in g): (a) registrazione di Borgo Cerreto Torre; (b) registrazione di Bagnoli Irpino.

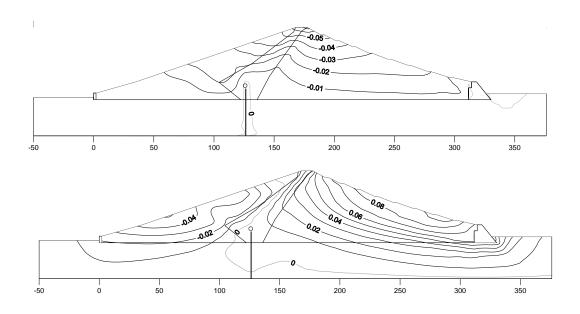


Figura 15. Analisi dinamica della Diga di Occhito – registrazione di Bagnoli Irpino: isolinee degli spostamenti finali (in m): (a) spostamenti verticali; (b) spostamenti orizzontali.

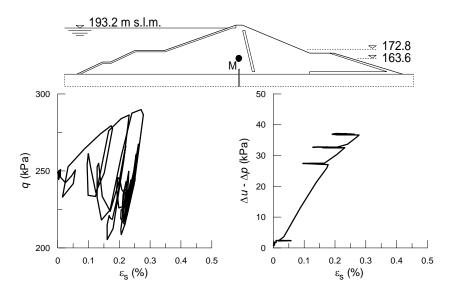


Figura 16. Analisi dinamica della Diga di Marana Capacciotti: andamenti temporali delle variazioni di pressione interstiziale nel nucleo durante un evento sismico (Rampello e Cascone, 2008).

della Diga di Occhito (Rampello e Cascone, 2008). In questo caso, essendo la diga omogenea, il volume di terreno che nel corso dell'evento sismico si deforma in condizioni non drenate è maggiore, e le corrispondenti variazioni delle pressioni interstiziali sono più significative ai fini della prestazione sismica. La figura mostra, per un punto posto in prossimità dell'asse del rilevato, l'andamento della tensione deviatorica q in funzione della deformazione deviatorica e. Si osserva la risposta ciclica del modello, caratterizzata da un progressivo incrudimento e dalla generazione di deformazioni permanenti. Nella stessa figura è anche diagrammato l'andamento degli incrementi delle pressioni interstiziali prodotto dalle sole variazioni di q, indicati in figura con il simbolo Δu - Δp , in funzione di e_s. Il successivo raggiungimento delle condizioni di plasticizzazione induce un incremento delle pressioni interstiziali, che a fine sisma raggiunge circa il 20 % della tensione deviatorica, producendo perciò una significativa riduzione della resistenza disponibile.

5 Analisi pseudostatica e scelta del coefficiente sismico

Nei casi in cui il comportamento di un pendio in condizioni sismiche sia controllato essenzialmente dalle azioni inerziali (Figura 2.b) l'effetto del terremoto consiste in un progressivo incremento degli spostamenti permanenti. La valutazione di questi effetti deve essere perciò condotta, in linea di principio, utilizzando strumenti di analisi che portino esplicitamente in conto la variabilità temporale dell'azione sismica e che consentano di giungere a una valutazione degli spostamenti prodotti dall'evento.

La principale difficoltà nel seguire questa procedura consiste nella caratterizzazione dell'evento sismico mediante storie temporali delle accelerazioni. Infatti, nella pratica corrente l'azione sismica è caratterizzata utilizzando soltanto parametri sintetici del moto, spesso forniti esplicitamente dalla normativa tecnica, in forma di zonazioni e mappe di pericolosità sismica. Per esempio, la recente riclassificazione sismica del territorio italiano ad opera dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV, 2007) fornisce, su un reticolo molto fitto e per diversi periodi di ritorno, diverse ordinate dello spettro elastico di risposta rappresentativo dell'azione sismica su affioramento rigido, compresa l'accelerazione massima $a_{\rm g}$. Operando in questo modo, una valutazione della prestazione di un pendio in occasione di un evento sismico può ottenersi soltanto facendo riferimento all'esperienza (osservazioni di intensità macrosismica) oppure a studi parametrici, nei quali si siano valutati analiticamente gli spostamenti prodotti da un gran numero di accelerogrammi e si sia legata l'ampiezza degli spostamenti ai valori assunti da alcuni parametri sintetici del moto. Studi parametrici di questo tipo sono stati prodotti da diversi autori (es.: Franklin e Chang, 1977, Makdisi e Seed, 1978, Ambraseys e Menu, 1988) con riferimento a eventi sismici nordamericani ed europei. Attraverso l'interpolazione dei risultati ottenuti, questi autori hanno messo a punto procedure per una stima cautelativa del massimo spostamento permanente atteso, sulla base delle caratteristiche del pendio e di quelle dell'evento sismico di riferimento. Tipicamente, le proprietà del pendio sono descritte dalla sola accelerazione critica, mentre le proprietà dell'evento sismico sono rappresentate da parametri sintetici del moto, quali l'accelerazione massima, la velocità massima, l'intensità di Arias.

Occorre però considerare che il metodo più diffuso nella pratica corrente per l'analisi sismica di un pendio è tuttora quello pseudostatico, nel quale l'azione sismica è assimilata a una forza statica equivalente di entità pari al prodotto tra il coefficiente sismico K e il peso del terreno potenzialmente instabile delimitato dalla superficie di scorrimento. Il risultato del calcolo è costituito da un coefficiente di sicurezza nei riguardi dello scorrimento, considerato alla stregua di un meccanismo di collasso. In realtà, per la specifica natura transitoria e ciclica dell'azione sismica, gli effetti inerziali del sisma producono spostamenti permanenti, ma non un meccanismo di collasso. Operando convenzionalmente attraverso il metodo pseudostatico, occorre perciò istituire una relazione fra gli spostamenti attesi e i parametri utilizzati nell'analisi, cioè il coefficiente sismico K e il corrispondente coefficiente di sicurezza $F_{\rm S}$. Questa equivalenza può ottenersi ancora facendo riferimento alle menzionate correlazioni fra spostamenti e parametri sintetici del moto.

Per esempio, Seed (1979) ha stabilito una corrispondenza fra il coefficiente sismico da utilizzare in

un'analisi pseudostatica e gli spostamenti calcolati con il metodo di Makdisi e Seed (1978), correlati al rapporto K_y/K_{max} e alla magnitudo dell'evento. Per le dighe in terra, ritenendo accettabili spostamenti in cresta di circa un metro, Seed (1979) ha proposto valori di K pari a 0.1 e a 0.15, rispettivamente per terremoti di magnitudo M=6.5 e 8.25, assumendo la corrispondente verifica pseudostatica soddisfatta per valori di $F_S \ge 1.15$. In quegli stessi anni, per rilievi collinari interessati dalla presenza di costruzioni residenziali, la contea di Los Angeles ha adottato un criterio analogo, richiedendo l'utilizzo di K=0.15 ed $F_S \ge 1.1$, indipendentemente dalla magnitudo dell'evento.

Procedure simili sono state proposte per dighe in terra (Hynes-Griffin e Franklin, 1984) e per discariche di rifiuti solidi urbani (Bray et al., 1998), nelle quali si è cercato di incorporare gli effetti di amplificazione del moto prodotti dalla risposta sismica del pendio. Nella procedura sviluppata da Hynes-Griffin e Franklin (1984) il rapporto $a_{\text{max}}/a_{\text{g}}$ tra la massima accelerazione in cresta e la massima accelerazione su basamento roccioso è legato alla profondità della superficie di scorrimento, mentre gli spostamenti indotti dal sisma sono correlati al rapporto $K_{\text{y}}/K_{\text{max}}$. L'analisi pseudostatica è stata calibrata utilizzando il 95^{mo} percentile del rapporto $a_{\text{max}}/a_{\text{g}}$ per scorrimenti profondi, unitamente al valore di estremo superiore del rapporto $K_{\text{y}}/K_{\text{max}}$ che produce uno spostamento di un metro. Seguendo questa procedura, gli Autori hanno suggerito l'uso di un coefficiente sismico K = 0.5 a_{g}/g , in corrispondenza del quale la verifica deve ritenersi soddisfatta anche con coefficienti di sicurezza unitari.

Bray et al. (1998) hanno esteso questa stessa procedura all'analisi sismica delle discariche di rifiuti solidi urbani, assumendo per questo caso spostamenti ammissibili di 0.15-0.30 m; suggeriscono così di adoperare K = 0.75 $a_{\rm g}/{\rm g}$ e di ritenere soddisfatta la verifica se $K_{\rm y} > K$, cioè se nell'analisi pseudostatica si ottiene un coefficiente di sicurezza almeno unitario.

La procedura proposta da Stewart et al. (2003) si riferisce invece a pendii interessati dalla presenza di costruzioni e/o infrastrutture e si basa sulle relazioni statistiche ottenute da Bray e Rathje (1998) tra gli spostamenti indotti dal sisma, la massima ampiezza dell'eccitazione sismica nella massa potenzialmente instabile (K_{max}), la durata significativa del moto sismico (D_{5-95}) e il livello di prestazione sismica del pendio (K_y/K_{max}). Nel metodo, il coefficiente sismico K è espresso in funzione della sismicità del sito e dell'entità degli spostamenti ammissibili. La sismicità è descritta dalla magnitudo (M=6, 7 e 8) e dalla distanza epicentrale (r<10, r=20 e r=30 km); gli spostamenti indotti dal sisma, ritenuti ammissibili per il pendio, sono compresi nell'intervallo 0.05-0.15 m. La verifica pseudostatica si considera soddisfatta per valori unitari del coefficiente di sicurezza.

Studi simili sono stati di recente svolti in Italia, nell'ambito di un progetto di ricerca finanziato dal Consorzio ReLuis su "Metodi innovativi per la progettazione di opere e la valutazione della stabilità dei pendii". In questo ambito è stata sviluppata una procedura per l'analisi sismica dei pendii basata sul metodo pseudostatico (Rampello et al., 2008), nella quale il coefficiente sismico orizzontale e il corrispondente coefficiente di sicurezza sono fissati sulla base di un'equivalenza con i risultati ottenuti da un'applicazione parametrica del metodo degli spostamenti. In particolare, il coefficiente sismico è espresso in funzione della massima accelerazione agente sul corpo di frana (K_{max}), del livello di prestazione sismica del pendio (K_y/K_{max}) e dell'entità degli spostamenti ritenuti ammissibili per il pendio (d_y). La corrispondente verifica pseudostatica si ritiene soddisfatta se il coefficiente di sicurezza risulta maggiore dell'unità. La procedura proposta deve intendersi riferita a valori della magnitudo M = 4-6, tipici degli eventi sismici italiani.

Il principio adoperato per stabilire una corrispondenza fra gli spostamenti calcolati e i valori del coefficiente sismico è illustrato schematicamente in Figura 17. I risultati dell'applicazione del metodo degli spostamenti a una storia temporale delle accelerazioni possono in generale essere descritti mediante una relazione fra lo spostamento permanente calcolato d e il rapporto K_y/K_{max} tra l'accelerazione orizzontale critica e quella istantanea massima. Al crescere di questo rapporto si ottiene una rapida diminuzione degli spostamenti; per $K_y/K_{max} = 1$ l'accelerazione critica non viene mai superata nel corso dell'evento sismico e gli spostamenti permanenti sono nulli. Se il legame fra d e K_y/K_{max} è noto, per un fissato spostamento d_y può ricavarsi, come mostrato in Figura 17, il corrispondente valore η del rapporto K_y/K_{max} . Allora, per un pendio al quale corrisponda,

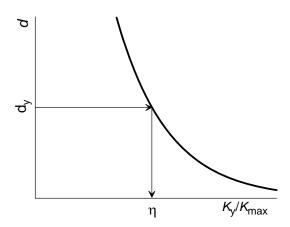


Figura 17. Equivalenza fra spostamenti permanenti e coefficiente sismico.

nell'applicazione del metodo pseudostatico con $K = \eta \cdot K_{\text{max}}$, la completa mobilitazione della resistenza (coefficiente di sicurezza unitario), deve prevedersi uno spostamento permanente proprio pari a d_v .

Il coefficiente sismico può perciò essere definito come un'aliquota η della massima accelerazione attesa nel corpo in frana a_{max} :

$$K = \eta \cdot K_{\text{max}} = \eta \cdot \frac{a_{\text{max}}}{q} \tag{9}$$

dove η decresce al crescere dello spostamento ammesso nel pendio. In realtà, l'applicazione del metodo degli spostamenti andrebbe effettuata con riferimento ad accelerogrammi equivalenti, rappresentativi del moto del volume di terreno potenzialmente instabile, ricavati in condizioni monodimensionali mediante la relazione (4) o in condizioni bidimensionali mediante le equazioni (7) e (8). L'accelerazione massima nella (9) andrebbe perciò intesa come un'accelerazione equivalente massima $a_{(eq)max}$. Tuttavia, la massima accelerazione attesa in superficie risulta in pratica sempre maggiore di quella massima equivalente, come mostrato anche in Figura 6, e può essere quindi utilizzata direttamente nella relazione (9) per la stima di valori cautelativi del coefficiente sismico.

Le relazioni fra gli spostamenti d e il rapporto $K_y/K_{\rm max}$ sono state ottenute effettuando una doppia integrazione di numerose registrazioni accelerometriche italiane per diversi valori di $K_{\rm max}$ e di K_y . Complessivamente, si sono utilizzate 214 registrazioni accelerometriche di 47 eventi sismici italiani, ottenute in 58 stazioni di misura. Gli accelerogrammi, con accelerazioni di picco maggiori di 0.05g, si riferiscono ad eventi di magnitudo M=4-6.6, distanze epicentrali r=1-87 km, profondità focali di 2-24 km. Essi sono stati suddivisi in tre gruppi, in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s nel sottosuolo del sito di registrazione. Seguendo le categorie di sottosuolo individuate dall'Eurocodice 8 (EN 1998-5) e dalla normativa tecnica italiana (DM 14.1.2008), si è distinto tra ammassi rocciosi o terreni molto rigidi (sottosuolo di categoria A), caratterizzati da valori di $V_s > 800$ m/s; terreni a grana grossa molto addensati e terreni a grana fine molto consistenti (sottosuoli di categoria B) con valori di $V_s = 360$ -800 m/s; terreni a grana grossa da mediamente a poco addensati e terreni a grana fine di consistenza medio-bassa (categorie C, D, E) con $V_s < 360$ m/s. In particolare, sono state attribuite 74 registrazioni alla categoria di sottosuolo A, 98 registrazioni alla categoria B0 e 42 registrazioni alle categorie C1 e C2.

Per ciascun gruppo, le ordinate degli accelerogrammi sono state scalate a valori dell'accelerazione di picco $a_p = 0.05$, 0.15, 0.25 e 0.35 g, limitando i fattori di scala utilizzati all'intervallo 0.5-2. Gli

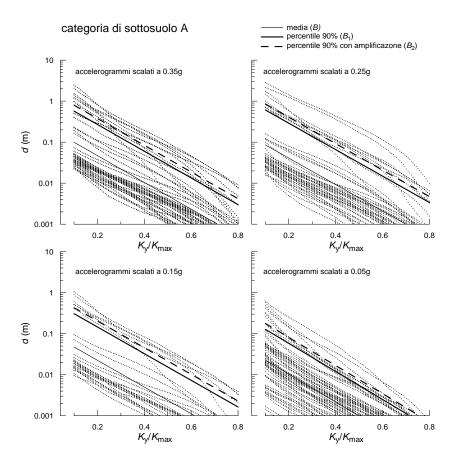


Figura 18. Spostamenti permanenti calcolati utilizzando registrazioni accelerometriche su terreni assimilabili alla categoria A (Rampello et al. 2008).

spostamenti indotti dal sisma sono stati calcolati per doppia integrazione dell'equazione del moto relativo, nell'ipotesi di scorrimento piano, utilizzando valori dell'accelerazione critica compresi fra il 10 e l'80 % dell'accelerazione massima ($K_y/K_{max} = 0.1$ -0.8). Gli spostamenti calcolati per ciascun tipo di sottosuolo e per ciascun livello di accelerazione sono diagrammati in scala semilogaritmica nelle Figure 18-20, in funzione del rapporto K_y/K_{max} . I dati sono stati interpolati mediante una relazione esponenziale che può essere espressa nella forma:

$$d = B \cdot e^{A \frac{K_{y}}{K_{\text{max}}}} \tag{10}$$

o, equivalentemente:

$$\ln d = \ln B + A \frac{K_{y}}{K_{max}} \tag{11}$$

Assumendo una distribuzione log-normale intorno al valore medio, si sono quindi valutate le curve di inviluppo superiore degli spostamenti, associate a un percentile del 90%, caratterizzate dalla stessa pendenza A delle relazioni medie e da un coefficiente $B_1 > B$.

A parità di accelerazione critica, gli spostamenti calcolati per doppia integrazione di un accelerogramma dipendono linearmente dall'accelerazione massima. È possibile perciò portare in

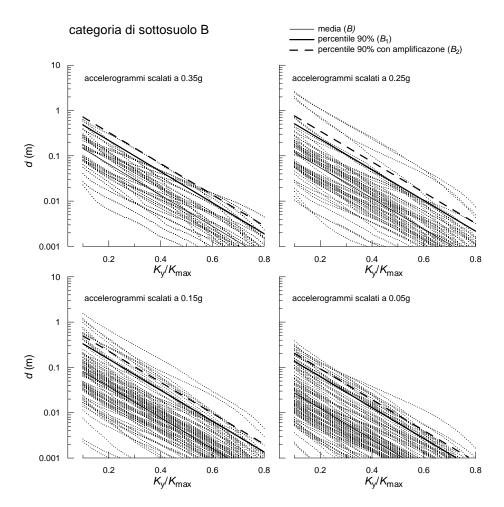


Figura 19. Spostamenti permanenti calcolati utilizzando registrazioni accelerometriche su terreni assimilabili alla categoria B (Rampello et al. 2008).

conto in maniera semplificata l'eventuale aumento delle ampiezze del moto prodotto dalla risposta sismica locale, moltiplicando il coefficiente B_1 per coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica S_S e S_T analoghi a quelli suggeriti dall'Eurocodice 8 (EN 1998-5), ottenendo $B_2 = S_S \cdot S_T \cdot B_1$; i valori del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ utilizzati nelle analisi per le diverse categorie di sottosuolo sono riassunti nella Tabella 3.

I valori dei coefficienti A, B_1 e B_2 ottenuti con questa procedura sono riassunti in Tabella 4, in funzione della categoria di sottosuolo e della massima accelerazione a_p utilizzata per la scalatura degli accelerogrammi. Per un fissato valore dello spostamento d_y , i corrispondenti valori di η si ottengono invertendo la relazione (11) con $d = d_y$ e $B = B_2$:

$$\eta = \frac{k_{y}}{k_{\text{max}}} = \frac{\ln(d_{y}/B_{2})}{A}$$
 (12)

In particolare, i valori di η possono essere legati a tre diversi valori d_y dello spostamento permanente, rispettivamente pari a 0.15, 0.20 e 0.30 m, corrispondenti a livelli di danno da modesto a moderato secondo la classificazione proposta da Idriss (1985). I valori di η

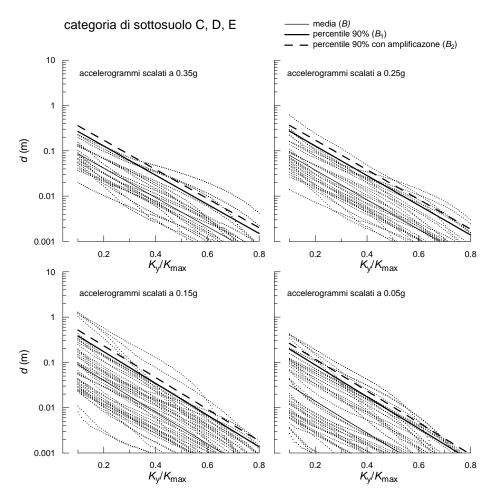


Figura 20. Spostamenti permanenti calcolati utilizzando registrazioni accelerometriche su terreni assimilabili alle categoriae C, D, E (Rampello et al. 2008).

Tabella 3. Coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica utilizzati.

categoria sottosuolo	Ss	S _T	$S = S_S \cdot S_T$
A	1.0	1.4	1.40
В	1.25	1.2	1.50
C, D, E	1.35	1.0	1.35

Tabella 4. Coefficienti A e B delle relazioni (10-12).

sottosuolo	categoria A			categoria B			categorie C, D, E		
<i>a</i> _p (g)	Α	B_1	B_2	Α	B_1	B_2	Α	B_1	B_2
0.3 - 0.4	-7.50	1.21	1.69	-7.90	1.06	1.59	-7.40	0.56	0.75
0.2 - 0.3	-7.42	1.28	1.79	-7.79	1.11	1.66	-7.54	0.58	0.78
0.1 - 0.2	-7.48	0.65	0.91	-7.86	0.73	1.09	-8.05	0.86	1.16
≤ 0.1	-7.87	0.28	0.39	-7.86	0.30	0.45	-8.07	0.44	0.59

corrispondenti a questi spostamenti sono riportati in Tabella 5 in funzione della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione di picco $a_{\rm p}$ utilizzata per la scalatura degli accelerogrammi. È bene sottolineare che, stante il carattere semi-empirico della procedura utilizzata e considerate la approssimazioni proprie del metodo degli spostamenti, i valori di d_y utilizzati per la definizione del coefficiente sismico individuano soltanto un ordine di grandezza degli spostamenti subiti dal pendio durante l'evento sismico, e devono perciò intendersi semplicemente come un indice sintetico del comportamento sismico del pendio stesso. Inoltre, la corrispondenza istituita tra spostamenti e coefficiente sismico implica che le verifiche pseudostatiche debbano considerarsi soddisfatte per coefficienti di sicurezza unitari. Ove si ottengano, nell'analisi pseudostatica, coefficienti di sicurezza maggiori dell'unità, deve presumersi un incremento del coefficiente sismico critico rispetto a quello ipotizzato in questa procedura e perciò una significativa riduzione dello spostamento permanente indotto dal sisma.

0.20 0.30 $d_v(m)$ 0.20 0.30 0.15 0.20 0.30 η (categorie C, D, E) a_p (g) η (categoria A) η (categoria B) 0.3 - 0.4 0.32 0.28 0.23 0.30 0.26 0.21 0.22 0.18 0.12 0.2 - 0.3 0.33 0.30 0.24 0.31 0.27 0.22 0.22 0.18 0.13 0.1 - 0.20.24 0.20 0.15 0.25 0.22 0.16 0.25 0.22 0.17 ≤ 0.1 0.12 0.09 0.04 0.14 0.10 0.05 0.17 0.14 0.09

Tabella 5. Valori del coefficiente η in funzione dello spostamento.

6 Conclusioni

L'effetto di un evento sismico su un pendio è il risultato sia delle azioni inerziali, derivanti direttamente dalle accelerazioni imposte dal terremoto, sia della riduzione della resistenza al taglio dei terreni che costituiscono il pendio stesso. Questa riduzione può essere prodotta dagli incrementi delle pressioni interstiziali in terreni saturi che si deformano in condizioni non drenate e dalla degradazione delle caratteristiche di resistenza del terreno sotto carichi ciclici.

Di conseguenza, il comportamento del pendio deve essere valutato sia durante, sia dopo l'evento sismico. Gli strumenti di analisi per queste due diverse valutazioni sono concettualmente diversi: lo studio degli effetti che si producono durante il terremoto si esegue con analisi di interazione, nelle quali si effettua, anche implicitamente, una previsione dell'effettivo comportamento del pendio sotto un insieme di azioni transitorie, che si presume possano realmente verificarsi; la valutazione delle condizioni di stabilità in condizioni post-sismiche consiste invece nella determinazione della sicurezza del pendio, intesa come distanza da un meccanismo di collasso, guidato dalle azioni gravitazionali, che si presume non debba mai verificarsi.

Per lo studio del comportamento di un pendio durante un evento sismico sono disponibili procedure di analisi caratterizzate da diversi gradi di complessità, che portano esplicitamente in conto la natura transitoria e ciclica delle azioni sismiche. La maggior parte di queste procedure possono ricondursi al metodo degli spostamenti, nel quale si valutano le deformazioni permanenti indotte dal raggiungimento, in alcuni istanti di tempo, della resistenza disponibile lungo una superficie di scorrimento. L'azione è costituita da un accelerogramma equivalente, che rappresenta la risposta sismica complessiva del volume di terreno delimitato dalla superficie di scorrimento, mentre la geometria e le proprietà meccaniche del pendio sono descritte sinteticamente dall'accelerazione critica.

Mediante questi metodi è possibile valutare l'influenza sugli spostamenti subiti dal pendio delle proprietà meccaniche del terreno, delle caratteristiche dell'azione sismica e della dimensione del volume di terreno potenzialmente instabile. In particolare, a parità di accelerazione critica e per ampiezza e durata fissate, gli effetti indotti dipendono essenzialmente dal rapporto fra le lunghezze d'onda tipiche dell'azione sismica e le dimensioni del volume di terreno considerato. Per corpi di

frana deformabili, molto estesi in pianta o con superfici di scorrimento molto profonde, sollecitati da azioni sismiche con frequenze relativamente elevate, l'asincronicità del moto diviene importante e gli spostamenti permanenti sono modesti. Al contrario, per volumi instabili molto rigidi e di piccole dimensioni, interessati da azioni sismiche con basse frequenze, il moto sismico deve considerasi essenzialmente sincrono e gli effetti inerziali possono produrre spostamenti importanti.

Le procedure basate sui metodi degli spostamenti assumono che il comportamento meccanico sia essenzialmente di tipo duttile, cioè che non vi siano significative riduzioni della resistenza disponibile all'aumentare delle deformazioni. L'analisi può essere modificata, portando in conto una progressiva riduzione della resistenza nel corso dell'evento sismico, oppure utilizzando cautelativamente parametri di resistenza misurati in corrispondenza di grandi deformazioni. Essa tuttavia non si presta allo studio di cinematismi intrinsecamente fragili, come il ribaltamento di blocchi di roccia, per i quali al raggiungimento anche istantaneo della condizione limite corrisponde l'immediato collasso del sistema.

I metodi di analisi descritti possono essere utilizzati sia nella previsione diretta degli spostamenti in un pendio durante il terremoto, sia in studi, come quello presentato nell'ultimo paragrafo, volti a istituire una corrispondenza tra i valori del coefficiente sismico da adoperare in un'analisi pseudostatica e gli spostamenti permanenti, che costituiscono l'effettiva misura della prestazione sismica del pendio. Queste relazioni di corrispondenza si ottengono tipicamente da un'applicazione parametrica del metodo degli spostamenti a un gran numero di accelerogrammi, variando l'accelerazione critica, e forniscono i valori dei coefficienti sismici congiuntamente ai valori del coefficiente di sicurezza per i quali la verifica deve ritenersi soddisfatta. È bene sottolineare che, nonostante le analisi pseudo-statiche facciano uso dei metodi dell'equilibrio limite o dell'analisi limite, cioè degli stessi strumenti comunemente utilizzati per la valutazione della distanza da un meccanismo di collasso in condizioni statiche, esse devono essere considerate come uno strumento meramente convenzionale e di tipo semi-empirico, utile per una valutazione indiretta della prestazione sismica del pendio. In questo senso, i valori dei coefficienti sismici equivalenti a un fissato spostamento devono essere utilizzati insieme ai valori dei coefficienti di sicurezza ad essi associati.

Ringraziamenti

Alcuni degli studi citati nella nota sono stati condotti nell'ambito della linea 6.3 "Stabilità dei pendii" del progetto di ricerca finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile per il tramite del Consorzio ReLuis – Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica. Gli autori ringraziano tutti i componenti del gruppo di ricerca e in particolare l'ing. Fargnoli per il contributo allo studio parametrico presentato, il prof. Silvestri e l'ing. Cascone per gli stimolanti spunti di discussione.

Bibliografia

- Agnesi V., Carrara A., Macaluso T., Monteleone S., Pipitone G., Sorriso Valvo M. 1982. Osservazioni preliminari sui fenomeni di instabilità dei versanti indotti dal sisma del 1980 nell'alta valle del Sele. *Geologia Applicata e Idrogeologia*, **17**, 79-93
- Ambraseys N.N. & Menu J.M. 1988. Earthquake-induced ground displacements. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **16** (7), 985 1006.
- Ausilio E., Silvestri F., Troncone A., Tropeano G. 2007a. Seismic displacement analysis of homogeneous slopes: a review of existing simplified methods with reference to Italian seismicity. *Proc.* 4th *Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering,* Thessaloniki, Greece, paper 1614.
- Ausilio E., Silvestri F., Tropeano G. 2007b. Simplified relationships for estimating seismic slope stability. *Proc. ISSMGE ETC12 Workshop on Geotechnical aspects of EC8*, Madrid, Spain.
- Ausilio E., Costanzo A., Silvestri F. Tropeano G. 2008. Prediction of seismic displacements by dynamic stick-slip analyses. Proc. of 2008 Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake, – Messina and Reggio Calabria.
- Bartlet S.F., Youd T.L. 1992. Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral

- spread. Technical Rep. NCEER 92-0021, National Centre for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- Battista C., Pennetta L., Romanizzi L. 1986. A preliminary analysis of failures around the built-up area of Calabritto, Irpinia, activated by the earthquake of November 23, 1980. *Proc. Int. Symp. on Engineering Geology Problems in Seismic Areas*, Bari
- Berardi R., Berenzi A., Camozza F. 1981. Terremoto Campano-Lucano del 23 Novembre 1980, registrazioni accelerometriche della scossa principale e loro elaborazione. *Relazione presentata al Congresso Annuale del Progetto Finalizzato Geodinamica*, Udine, 12-14 Maggio, 1981.
- Biondi G., Cascone E., 2005. Frane indotte da terremoti in pendii in terreni coesivi. Rapporto Scientifico Attività 1° Anno 1° Semestre. Progetto Esecutivo 2005-2008 Attuazione Accordo Programma Quadro Dipartimento di Protezione Civile Reluis, Progetto di Ricerca n.6. Linea di Ricerca 6.3 Stabilità dei pendii, 56 pp
- Bolt B.A. 1969. Duration of strong motion. *Proc. 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1304-1315.
- Boschi E., Ferrari G., Gasperini P., Guidoboni E., Smriglio G., Valensise G. 1995. Catalogo dei forti terremoti in Italia dal 461 a.C. al 1980. ING-SGA, Bologna, 973 p.
- Boschi E., Guidoboni E., Ferrari G., Valensise G. 1997. Catalogo dei forti terremoti in Italia dal 461 a.C. al 1990. ING-SGA, Bologna, 644 p.
- Boulanger R.W., Meyers M.W., Mejia L.H., Idriss I.M. 1989. Behaviour of a fine-grained soil during Loma Prieta Earthquake. *Canadian Geotechnical Journal*, **35**, 146-158.
- Bray J.D. & Rathje E.M., 1998. Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills, J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE 124, 242–253.
- Bray J.D., Rathje E.M., Augello A.J. & Merry S.M.,1998. Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid-wasteland fills, *Geosynthetics International*, **5**, 203–235.
- Callisto L., Rampello S. e Fargnoli P. 2008. Studio del comportamento sismico di una diga in terra con metodi disaccoppiati. Rivista Italiana di Geotecnica, in stampa.
- Cascone E. & Rampello S., 2003. Decoupled seismic analysis of an earth dam. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, 349–365.
- Cherubini C., Guerricchio A., Melidoro G. 1981. Un fenomeno di scivolamento profondo nelle argille grigio-azzurre pliocalabriane nella valle del T. Sauro (Lucania) prodotto dal terremoto del 23 Novembre 1980. Nota preliminare. Rend. Soc. Geol. It., 4, 155-193.
- Chiocchini U. e Cherubini C. 1986. Seismic microzoning of the Lioni Village destroyed by the November 23rd 1980 earthquake (Irpinia, Campano-Lucano Apenine). *Proc. Int. Symp. on Engineering Geology Problems in Seismic Areas*, Bari.
- Chiocchini U. e Cipriani N. 1986.Seismic microzoning to rebuild Caposele Village. *Proc. Int. Symp. on Engineering Geology Problems in Seismic Areas*, Bari.
- Chopra A.K. 1966. Earthquake effects on dams. Ph.D. Thesis, University of California, Berkley.
- Chopra, A.K. and Zhang L. 1991. Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, **117** (12), 3698–3719.
- Chowdhury R.N. 2000. Hazard of landsliding during earthquakes-critical overview of assessment methods. *Proc.* 12 World Conf. on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- Close G.W. e Mc Cormick E. 1922. Where the mountains walked. National Geographic, 41 (5), 445-464.
- Cotecchia V. 1982. Phenomena of ground instability produced by the Earthquake of November 23, 1980 in Southern Italy. *Proc.* 4th *Int. Congress of I.A.E.G.*, New Delhi.
- Cotecchia V. e Del Prete M. 1984. The reactivation of large flow in the part of Southern Italy affected by the earthquake of November 1980 with reference to the evolution mechanism. IV Int. Symp. on Landslides, Toronto, 2, 33-38.
- Cotecchia V. e Del Prete M. 1986. Some observations on stability of old landslides in the historic centre of Grassano after the earthquake of 23 November 1980. Proc. Int. Symp. on Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari.
- Cotecchia V., Del Prete M. e Tafuni N. 1986a. Effects of earthquake of 23 November 1980 on pre-existing landslides in the Senerchia area (Southern Italy). Proc. Int. Symp. on Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari.
- Cotecchia V., Lenti V., Salvemini A. e Spilotro G. 1986b. Reactivation of the large Buoninventre slide by the Irpinia earthquake on 23 Novembre 1980. Proc. Int. Symp. on Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari.
- Crespellani T., Madiai C. e Maugeri M. 1996. Analisi di stabilità di un pendio in condizioni sismiche e post- sismiche. Rivista Italiana di Geotecnica XXX, No.1.

- D'Elia B. 1983. La stabilità dei pendii naturali in condizioni sismiche. XV Convegno Nazionale di Geotecnica AGI, Spoleto.
- D'Elia B. 1992. Dynamic aspect of a landslide reactivated by the November 23, 1980 Irpinia Earthquake (Southern Italy). *Proc. of French-Italian Conf. on Slope Stability in Seismic Areas*, Bordighera, Italy.
- D'Elia B., Esu F., Pellegrino A., Pescatore T.S. 1985. Some effects on natural slopes stabilty induced by the 1980 italian earthquake. *Proc. XI ICSMFE*, S. Francisco.
- D'Elia B., Federico G., Pescatore T. e Rippa F. 1986. Occurrence and development of a large landslide (Andretta-Italy) reactivated by the Nov. 23, 1980 earthquake. *Proc. Int. Symp. on Engineering Geology Problems in Seismic Areas*, Bari.
- Decreto Ministeriale 14.1.2008. del Ministero delle Infrastrutture. *Nuove norme tecniche per le costruzioni*. S.O. n. 30 alla G.U. del 4.2.2008, No. 29.
- Del Gaudio C. e Wasowski J. 2004. Time probabilistic evaluation of seismically induced landslide hazard in Irpinia (Southern Italy). Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 24, 915-928.
- Del Prete M. e Trisorio Liuzzi G. 1981. Risultati dello studio preliminare della frana di Calitri (AV) mobilitata dalla scossa sismica del 23.11.1980. Geol. Appl. e Idrogeol. 16, parte II.
- Di Nocera S., Fenelli G.B., laccarico G., Pellegrino A., Picarelli L., Urcioli G. 1995. An example of geotechnical implication of geological history. *Proc.* 11th ECSMFE, Copenhagen **8**, 39-48.
- EN 1998-5. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- Esposito E., Gargiulo A. laccarino G., Porfido S. 1996. Distribuzione dei fenomeni franosi riattivati dai terremoti dell'Appennino Meridionale. Censimento dalle frane del terremoto del 1980. Proc. Int. Conf. on Prevention of Hydrogeological Hazards: the Role of Scientific Research, Alba, Italy, 409-427.
- Esu F., Nuti C., Palazzo S. 1987. Comportamento dinamico del colle di Bisaccia durante il terremoto Irpino del 23 Novembre 1980. XVI Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, ANIDIS, Roma, 2, 233-244.
- Fenelli G.B., Picalrelli L., Silvestri F. 1992. Deformation process of a hill shaker by the Irpinia earthquake in 1980. Proc. of French-Italian Conf. on Slope Stability in Seismic Areas, Bordighera, Italy.
- Franklin A.G, Chang P.K. 1977. Earthquake resistance of earth and rockfill dams; Report 5, Permanent displacement of earth embankments by Newmark sliding block analysis. MP S-71-17, Soils and Pavements Laboratory, US Army Waterways Experiment Station. Vicksburg. Miss.
- Gazetas G. & Uddin N., 1994. 'Permanent deformation on pre-existing sliding surfaces in dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **120** (11), 2041–2061.
- Harp, E. L. e R. W. Jibson 1995. Inventory of Landslides Triggered by the 1994 Northridge, California Earthquake. U.S. Geological Survey, Open-File Report 95 - 213.
- Hutchinson J.N. e Del Prete M. 1985. Landslides at Calitri, Southern Apennines, reactivated by the earthquake of 23 November 1980. *Geol. Appl. e Idrogeol.*, **20**, parte I, 9-38.
- Hynes-Griffin M.E. & Franklin A.G., 1984. Rationalizing the Seismic Coefficient Method, Miscellaneous Paper GL-84-13, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Idriss, I.M. 1985. Evaluating seismic risk in engineering practice. *Proc. of the 11th Int. Con. of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, S. Francisco, 1, 255-320.
- Ishihara K. 1993. Liquefaction and flow failure during earthquakes. Geotèchnique, 43 (3).
- Ishihara K. 1994. Evaluation of residual strength of sandy soils. Proc. 13th ICSMFE., New Delhi, 5, 175-181.
- Ishihara K., Verdugo R., Acacio A.A., 1991. Characterization of cyclic behavior of sand and post_seismic stability analyses. *Proc. 9th Asian Regional Conf. on Soil Mech. Found. Engng.*, Bangkok, Thailand, **2**, 45-67.
- Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia 2007. Progetto S1: Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274/2003 e progettazione di ulteriori sviluppi. Rapporto finale. http://esse1.mi.ingv.it.
- Keefer D. K. 1984. Landslides caused by earthquakes. Geol. Soc. Amer. Bull., 95, 406-421.
- Kingdom W.J. 1955. Aftermath of the Great Assam Earthquake of the 1950. Geographical Journal, 121, 290-303.
- Kobayashi Y. 1981. Causes of fatalities in recent earthquake in Japan. Journal of Disaster Science, 3, 15-22.
- Koizumi Y. 1966. Change in density of sand subsoil caused by the Niigata earthquake. Soils and Foundations, 6 (2).
- Kramer S.L., & Smith M.W. 1997. Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **123** (7),635–644.

- Lefebvre L. Lebouf D, Horynch P. e Tanguay L. 1992. Slope failures associated with the 1998 Sanguenay earthquake. Canadian Geotechnical Journal. 29, 117-130.
- Lin J.-S. & Whitman, R.V. 1983. Decoupling approximation to the evaluation of earthquake-induced plastic slip in earth dams. *Earthquake Engrg. And Struct. Dyn.* **11**,667–678.
- Maggiore M., Walsh N. 1986. Ground displacement: local effects of the 1980 Irpinia earthquake and problems of engineering geology. *Proc. Int. Symp. on Engineering Geology Problems in Seismic Areas*, Bari.
- Makdisi F.I., & Seed H.B., 1978. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, J. Geotech. Eng. ASCE **104**, 849–867.
- Martino S., Scarascia Mugnozza G. 2005. The role of seismic triggering in the Calitri landslide (Italy): historical reconstruction and dynamic analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **25**, 933-950.
- Matsui T., Ohara H., & Ito T. 1980. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **106** (10), 1101-1120.
- Maugeri M. e Motta E. 1985. A note on the residual strength in a landslide induced by the 1980 Italian earthquake. *Proc. of Discussion Session 7B of the 11th ICSMFE, San Francisco*. Ed.Shamsher Prakash, 37-40.
- Maugeri M., Motta E., Sorriso Valvo M. 1982. The Senerchia landslide triggered by the 23 November 1980 earthquake. *Proc.* 4th *Int. Congress I.A.E.G.*, New Delhi, **8**, 139-149.
- Maugeri M., Motta E., Wang S.J. 1994. Seismicity induced mass movement of high slopes and its prediction. *Proc.* 7th *Int. Congress I.A.E.G.*, Lisbona, 2127-2136.
- Mendoza M.J., Auvenet G. 1988. The Mexico earthquake of September 19, 1985 Behavior of building foundations in Mexico city. *Earthquake Spectra*, **44**, 753-770.
- Newmark N.M. 1965. Effect of earthquakes on dam and embankment. Geotèchnique, 15 (2).
- Olivares L. e Silvestri F. 2001. A Laboratory and numerical investigation on a post-seismic induced settlements in southern Italy. *Proc. IV Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego.
- Park Y.H., Kim S.R., Kim S.H., Kim A.M. 2000. Liquefaction of embankments on sandy soils and the optimum countermeasure against liquefaction. *Proc.* 12th World Conf. on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, paper No. 1170.
- Plafker G., Ericksen G.E., Fernandez C.J. 1971. Geological aspect of the May 31, 1970, Perù earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **61**, 543-578.
- Rampello e Cascone 2008. Comunicazione personale.
- Rampello S., Callisto L. & Fargnoli P. 2008. Evaluation of seismic coefficients for slope stability analysis using a displacement-based approach. Panel paper. Proc of the Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake (MERCEA), in stampa.
- Rampello S., Callisto L. & Fargnoli P. 2009. Two-dimensional seismic response analysis to evaluate permanent slope displacements. Submitted for publication in the *Proc. of the Int. Conf. on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering-* IS Tokio 2009.
- Rathje E.M. & Bray, J.D., 1999. An examination of simplified earthquake-induced displacement procedures for earth structures. Canadian Geotechnical Journal, 36,72–87.
- Rathje E.M., Abrahamson N.A. & Bray J.D. 1998. Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124 (2), 150-159.
- Romeo R. e Delfino L. 1997. C.E.D.I.T.: Catalogo nazionale degli Effetti Deformativi del suolo Indotti da forti Terremoti. Servizio Sismico Nazionale, Technical Report SSN/RT/97/04, Roma, InterNet http://www.serviziosismico.it/ /RT/rt9704/indice.html.
- Sasaki Y. 1998. Seismic damage to river dikes. Proc. Symp. on Flow characteristics and permanent deformation of soil structures during earthquakes. The Japanese Geotechnical Society, 293-298.
- Scasserra G., Lanzo G., Stewart J.P. & d D'Elia B. 2008. SISMA (Site Of Italian Strong-Motion Accelerograms): a webdatabase of ground motion recordings for engineering applications. *Proc. of 2008 Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake*, July 8-11, 2008 – Messina and Reggio Calabria.
- Seed H.B. & Martin G.R. 1966. The seismic coefficient in earth dam design. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, **92** (3),25–58.
- Seed H.B. 1968. Landslides during earthquake due to soil liquefaction. J. of Soil Mech. Found. Div., ASCE, 94 (5), 1053-1122.
- Seed H.B. 1979. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. Geotéchnique 29, 215-263.
- Seed, H.B. & Booker, J.R. 1977. Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains . Journal of

- Geotechnical Engineering, ASCE, 103 (7), 757-768.
- Simonelli A.L. e Viggiani C. 1995. Effects of seismic motion characteristics on earth slope behavior. *Proc.* 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo.
- Stewart J.P., Blake T.F & Hollingsworth R.A., 2003. A screen analysis procedure for seismic slope stability. *Earthquake Spectra*, **19**, No.3, 697–712.
- Tani S., Nakashima M. 1999. Earthquake damage to earth dams in Japan maximum epicentral distance to cause damage as a function of magnitude. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, 18, 593-602.
- Wilson R.C., Keefer D.K. 1985. Predicting areal limits of earthquake induced landsliding. *In "Evaluating earthquake hazard in the Los Angeles region An earth-science perspective"*. U.S.Geological Survey, Ziony, J.I. ed., Reston, Virginia, professional paper 1360, 316-345.
- Youd T.L. 1978. Major causes of earthquake damage in ground failure. Civil Engineering, ASCE, 48 (4), 47-51.