

Sulla valutazione della stabilità di dighe in terra in condizioni di carico sismico

A. BERSANI *, M. OTTAVIANI **

SOMMARIO: Nella presente nota vengono analizzati alcuni metodi di calcolo usati comunemente per la verifica della stabilità dinamica di dighe in terra. Vengono descritti il metodo di calcolo pseudostatico con coefficiente sismico costante o variabile, il metodo basato sulla determinazione dello spostamento totale di una porzione della diga lungo prefissate superfici di scorrimento ed infine il metodo basato sulla valutazione del rischio di liquefazione all'interno della diga.

I metodi suddetti sono stati applicati per la verifica di stabilità di due dighe in terra sottoposte a due diversi terremoti. L'analisi dei risultati ottenuti dall'applicazione dei diversi criteri di calcolo induce a ritenere non sufficientemente adeguato il metodo pseudostatico a coefficiente sismico costante previsto dalla normativa italiana mentre lo stesso metodo appare più soddisfacente qualora siano adottati coefficienti sismici variabili che tengano conto della graduale amplificazione delle accelerazioni prevedibile all'interno della diga. Vengono inoltre svolte alcune considerazioni sulla possibilità che a causa dell'evento sismico si determini una sostanziale diminuzione delle caratteristiche di resistenza dei terreni della diga, anche a causa di fenomeni di liquefazione, e sulla necessità quindi di una preventiva valutazione della stabilità statica di una diga nelle condizioni ipotizzabili successivamente al sisma.

1. Introduzione

Oggetto del presente lavoro è lo studio della stabilità in condizioni di carico sismico dei fianchi di dighe in terra.

Attualmente l'approccio più completo e soddisfacente al problema prevede l'uso di programmi di calcolo che utilizzano il metodo degli elementi finiti con i quali si può condurre un'analisi dinamica a partire da un accelerogramma di progetto, tenendo conto del comportamento non lineare del terreno.

Tuttavia la laboriosità e l'alto costo dell'applicazione del metodo degli elementi finiti limitano in parte la sua diffusione ed inducono spesso ad utilizzare i risultati della cosiddetta analisi pseudostatica, molto meno rigorosa, ma anche molto più semplice ed economica.

D'altronde in molti paesi, sono le stesse normative che richiedono un'analisi pseudostatica come unica verifica della stabilità di una diga in terra in condizioni di carico sismico.

Alla luce dei risultati di un'analisi dinamica di dighe in terra, effettuata col metodo degli elementi finiti e presentata in una precedente nota [OTTAVIANI, 1979], in questo lavoro viene condotta un'indagine critica sull'uso del metodo di analisi pseudostatica nella verifica di stabilità

dei pendii. A tal fine sono stati utilizzati programmi di calcolo con i quali, opportunamente adattati, si è potuta effettuare l'analisi statica con coefficienti sismici variabili all'interno della massa di terreno potenzialmente scivolante.

Inoltre, vengono illustrate diverse possibilità di utilizzare i risultati della suddetta analisi con gli elementi finiti ai fini di una valutazione di stabilità dei pendii. In particolare, la stabilità delle due dighe esaminate col metodo pseudostatico viene valutata anche mediante l'applicazione di due metodi di calcolo concettualmente più rigorosi e precisamente:

- 1) Il calcolo dello spostamento totale lungo determinate superfici di scivolamento.
- 2) L'analisi del rischio di liquefazione in punti caratteristici delle dighe.

Infine, vengono anche presentati alcuni risultati ottenuti con un'analisi dinamica monodimensionale condotta con il programma SHAKE [SCHNABEL *et al.*, 1972] cercando di stabilire se con questa procedura si possono approssimare in maniera soddisfacente i risultati ottenuti dall'applicazione del metodo degli elementi finiti, ciò che porterebbe ad un consistente risparmio di costi e di tempo [VRYMOED e CALZASCIA, 1976].

I principali risultati forniti dall'analisi col metodo degli elementi finiti sono le distribuzioni ad ogni istante delle accelerazioni e degli sforzi di taglio all'interno della massa di terreno e quindi per ogni punto delle dighe le « time-histories » delle accelerazioni e degli sforzi di taglio.

* Dott. Ing. Adolfo BERSANI, collaboratore dell'Istituto di Geologia Applicata e Giacimenti Minerari dell'Università di Roma.

** Dott. Ing. Mario OTTAVIANI, professore incaricato di « Geologia Tecnica con elementi di sismologia applicata » presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Roma.

Questa ricerca è stata in parte finanziata con il contributo CNR n. 82.01793.07.

Con un'analisi dinamica monodimensionale è possibile ottenere lo stesso tipo di risultati. Anche in questo caso l'input sismico è costituito da un accelerogramma applicato alla base e viene tenuto in conto il comportamento non lineare del terreno, ma il programma SHAKE, giungendo ai suoi risultati tramite la risoluzione dell'equazione monodimensionale di trasmissione dell'onda, trova rigorosa applicazione solo nei casi di prevalente stratificazione orizzontale [OTTAVIANI e BERSANI, 1979].

La geometria di un deposito di terreno viene descritta per il programma SHAKE solo in termini di spessori di successivi strati orizzontali. Lo spessore e le caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno possono essere differenti da strato a strato, ma se la situazione varia in un qualsiasi modo spostandosi in direzione orizzontale, non è possibile tenerne conto.

Tutti i risultati dell'analisi monodimensionale riportati in questo lavoro sono stati ottenuti descrivendo di volta in volta al programma SHAKE la situazione stratigrafica lungo una sezione verticale della diga, situazione che il programma interpreta come indefinitamente estesa in direzione orizzontale. Ad esempio, facendo riferimento alla fig. 1, i risultati ottenuti lungo la sez. 1-1 sono relativi ad un deposito orizzontale di argilla con una potenza pari all'altezza della diga esaminata.

Sono evidenti i limiti concettuali di questi risultati rispetto a quelli ottenuti col metodo degli elementi finiti che permette di esaminare globalmente la risposta di una struttura con caratteristiche geometriche qualsiasi.

2. Analisi pseudostatica

In un'analisi pseudostatica oltre all'effetto dell'accelerazione di gravità si tiene conto di quello dovuto ad accelerazioni, orizzontali e/o

verticali, costanti nel tempo, che si assume debbano rappresentare gli effetti della sollecitazione dinamica dovuta ad un terremoto.

Nel caso della stabilità dei pendii le vigenti normative italiane prevedono ad esempio una verifica di stabilità applicando un'accelerazione orizzontale verso valle, pari a 0,1 g, a tutta la massa di terreno potenzialmente scivolante.

Un tale procedimento presenta fondamentalmente due assunzioni non corrette da un punto di vista teorico.

1) La prima assunzione consiste nel sostituire all'accelerogramma, con la sua durata, il suo contenuto di frequenze, i suoi picchi di accelerazione positivi e negativi, un valore di accelerazione uguale in tutti i punti del terreno ed applicato staticamente. Vengono così ignorati tutti gli effetti del complesso comportamento del terreno e si pone il problema della scelta di questo unico valore di accelerazione da considerare nelle analisi. A questo proposito è noto che è possibile attribuire al coefficiente sismico almeno i seguenti tre significati ognuno dei quali conduce alla scelta di un diverso valore numerico [SEED e MARTIN, 1966; MUZZI, 1976]:

a) Il prodotto del coefficiente sismico per la massa della porzione di terreno potenzialmente scivolante rappresenta la massima forza di inerzia cui detta porzione di terreno può essere sottoposta durante un terremoto.

b) Il coefficiente sismico è un mezzo per esprimere l'entità di una forza statica che produca gli stessi effetti delle reali forze di inerzia generate dal terremoto.

c) Il coefficiente sismico è una costante empirica che esprime l'entità di una forza statica la cui considerazione conduce a progettare sezioni più prudentiali di quelle che si otterrebbero con la considerazione delle sole forze di gravità.

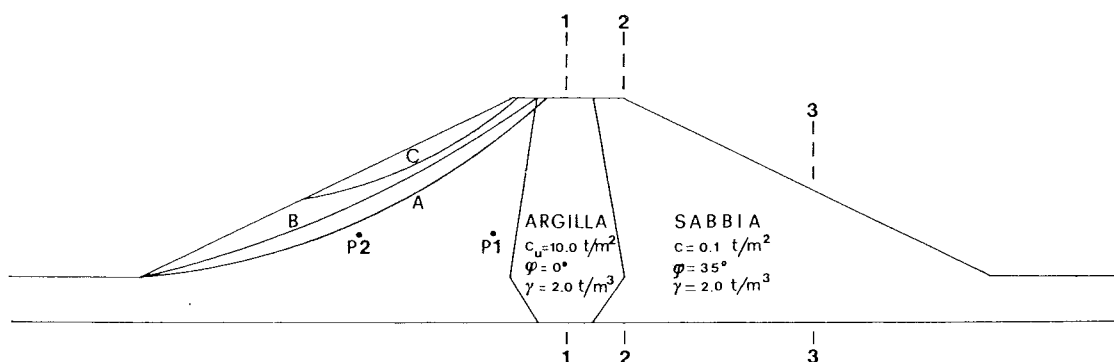


Fig. 1. - Caratteristiche delle dighe - Curve di scivolamento esaminate.

Il significato *a)* conduce ad una sovrastima degli effetti sismici in quanto considera applicata staticamente una forza orizzontale che nella realtà agisce soltanto per una frazione di secondo.

Il significato *b)* è concettualmente corretto ma sarebbe necessaria per la sua adozione una conoscenza approfondita degli effetti di un sisma che nella realtà si può avere soltanto a posteriori.

Il significato *c)* è quello di più semplice applicazione ma non sembra offrire sufficienti garanzie per la mancanza di indicazioni quantitative.

2) La seconda assunzione riguarda il valore da assegnare ai parametri di resistenza del terreno.

Nei metodi dell'equilibrio limite, con i quali viene studiata la stabilità dei pendii, le caratteristiche di ogni tipo di terreno vengono riportate ad un valore della coesione ed ad un valore dell'angolo di attrito.

In un'analisi pseudostatica vengono di solito considerati i valori statici di coesione ed angolo di attrito, ma nella realtà questi valori sono certamente validi soltanto all'inizio di una sollecitazione sismica durante la quale però, il terreno viene sottoposto a cicli di carico di segno alternato, che possono modificarne la struttura al punto di ridurre in misura anche rilevante la sua resistenza alla rottura.

Nella prima parte di questo studio si è cercato di vagliare la validità del procedimento pseudostatico, ed in particolare del valore 0,1 g che le norme italiane suggeriscono per il coefficiente sismico orizzontale. A questo scopo sono stati utilizzati i risultati ottenuti da OTTAVIANI [1979] che ha preso in esame due dighe in terra (fig. 1) con caratteristiche di materiale e di forma identiche, ma di dimensioni diverse. La prima, infatti, denominata D1, ha un'altezza massima di 15 m, la seconda denominata D2, di 48 m. Alla base di ognuna delle due dighe sono stati applicati due diversi accelerogrammi; il primo è una registrazione del terremoto di Pasadena del 1972 con accelerazione massima pari a 0.12 g (di magnitudo circa 5), il secondo, denominato B2, è un accelerogramma artificiale ottenuto mediante simulazione matematica ed ha un'accelerazione massima di 0.22 g e magnitudo circa 7 [JENNING *et al.*, 1968].

In fig. 2 sono riportate le curve di eguale massima accelerazione all'interno della diga D2 sollecitata alla base dall'accelerogramma B2. Nella fig. 3, invece, relativamente agli altri casi

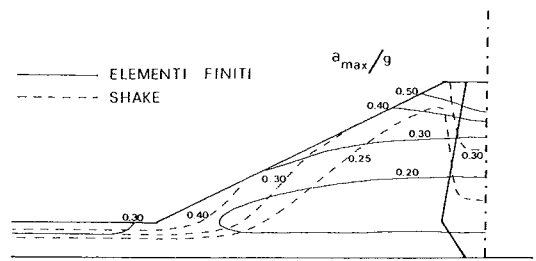


Fig. 2. - Distribuzione dei valori massimi di accelerazione orizzontale calcolata con i due metodi per la diga D2 e per l'accelerogramma B2.

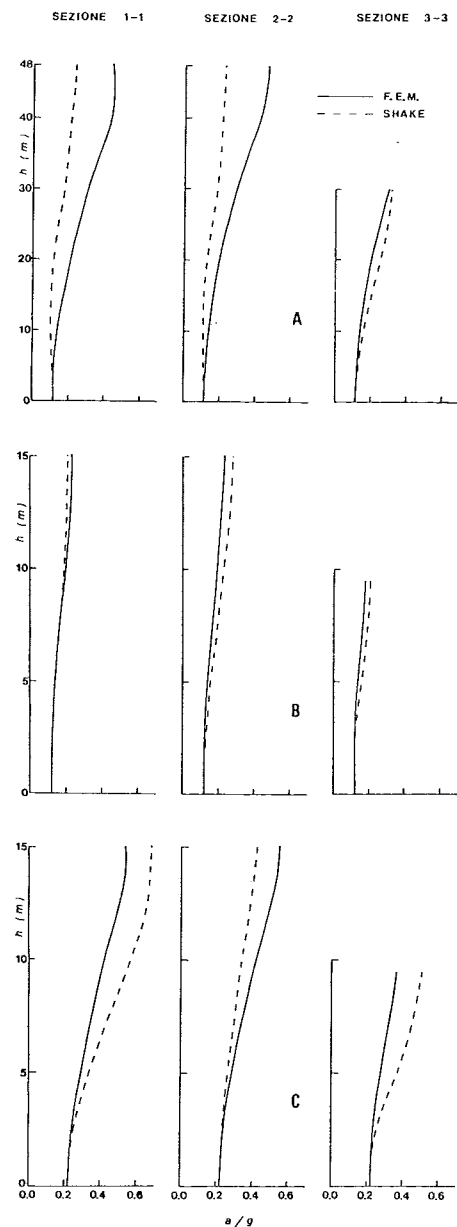


Fig. 3. - Andamenti della massima accelerazione orizzontale calcolata con i due metodi lungo 3 sezioni verticali (vedi Fig. 1). A: Diga D2 - accelerogramma Pasadena; B: Diga D1 - accelerogramma Pasadena; C: Diga D1 - accelerogramma B2.

esaminati, vengono mostrati gli andamenti delle massime accelerazioni lungo le tre sezioni verticali indicate in fig. 1. In entrambe le figure oltre alle curve ottenute con il metodo degli elementi finiti sono riportate anche le curve fornite dall'analisi monodimensionale effettuata con il programma SHAKE, avendo avuto cura ovviamente di descrivere la non linearità del terreno con le stesse relazioni in entrambe le analisi. Appare evidente che l'accordo non è in genere soddisfacente.

Il confronto tra i risultati ottenuti con i due metodi prosegue nella fig. 4 con le time-histories delle accelerazioni calcolate alla sommità della diga D2 sollecitata alla base dall'accelerogramma B2. In questo caso risulta soprattutto evidente una sensibile differenza tra le ampiezze delle accelerazioni, in accordo con quanto mostrato in fig. 2. Si passa infatti da una accelerazione massima di 0.54 g calcolata con gli elementi finiti, ad una accelerazione massima di 0.27 g ottenuta con il programma SHAKE.

L'esame di questi valori di accelerazione lascia presumere una inadeguatezza del coefficiente sismico proposto dalle norme. I due accelerogrammi considerati, infatti, rappresentano fenomeni sismici di grandezza non eccezionale, eppure entrambi danno luogo per entrambe le dighe a valori di accelerazione sempre maggiori di 0.1 g, con massimi dell'ordine di 0.5 g in prossimità della cresta.

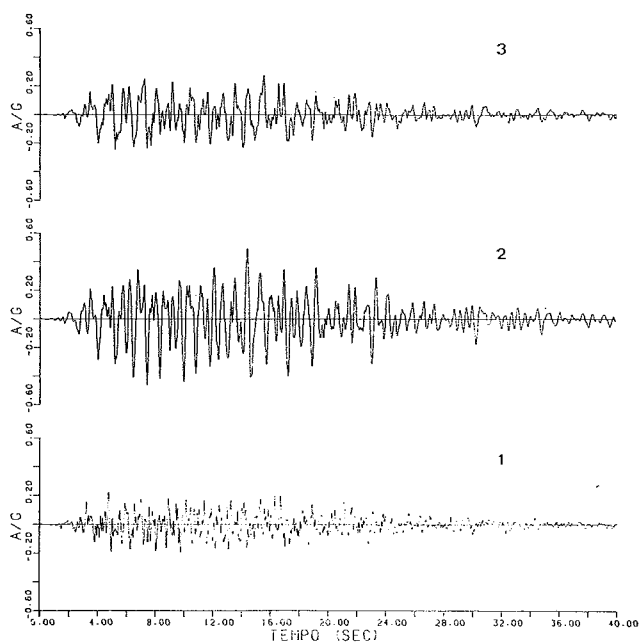


Fig. 4. - Accelerogrammi relativi alla diga D2: 1. Accelerogramma B2 applicato alla base; 2. Accelerogramma in cresta calcolato con F.E.M.; 3. Accelerogramma in cresta calcolato con SHAKE.

Già in passato, per tener conto di questi effetti di amplificazione, è stata proposta l'adozione di coefficienti sismici variabili all'interno della diga [AMBRASEYS, 1960; SEED e MARTIN, 1966].

Utilizzando le distribuzioni delle massime accelerazioni orizzontali ottenute con gli elementi finiti, si sono quindi ricavati gli andamenti lungo potenziali linee di scivolamento del coefficiente sismico orizzontale da adottare in una serie di prove condotte con il procedimento pseudostatico. Allo scopo sono state apportate modifiche a programmi di calcolo esistenti, affinché potessero tener conto di coefficienti sismici variabili all'interno della massa di terreno potenzialmente scivolante, anziché di un valore unico.

I programmi utilizzati sono GEON e STABL; il primo [BARLA *et al.*, 1974], fornisce per ogni curva di scivolamento considerata, i valori dei fattori di sicurezza ottenuti utilizzando diversi metodi [BISHOP, JANBU, BELL, MORGENSTERN e PRICE]. In particolare i risultati presentati in questo lavoro sono stati ottenuti con il metodo di BISHOP semplificato e con il metodo di BELL.

Il programma STABL [SIEGEL, 1975] utilizza invece il metodo di CARTER ed ha la possibilità di generare curve di scivolamento con un procedimento random. Utilizzando questa possibilità si è giunti alla fine a scegliere tre curve che, mediamente nelle diverse situazioni considerate, sono apparse più critiche. Tra l'altro si fa notare che non si sono rilevate sostanziali differenze di forma e posizione tra le curve ottenute dall'analisi statica e quelle ottenute dall'analisi pseudostatica.

Le tre curve sono rappresentate in fig. 1.

Nella tabella 1 sono riportati, per entrambe le dighe, i valori dei fattori di sicurezza relativi ad ognuna delle tre curve ed a diversi valori del coefficiente sismico orizzontale. Per quest'ultimo sono stati scelti i seguenti valori:

- 0.00 - analisi statica;
- 0.10 g - valore suggerito dalla normativa italiana;
- 0.12 g - valore massimo della registrazione di Pasadena;
- 0.22 g - valore massimo dell'accelerogramma artificiale B2;
- 0.30 g - valore per cui i fattori di sicurezza delle tre curve scendono tutti chiaramente al di sotto dell'unità.

TABELLA 1
FATTORI DI SICUREZZA PSEUDOSTATICI

K _x		Coefficienti sismici costanti D1 e D2					Coefficienti sismici variabili			
		0,00	0,10	0,12	0,22	0,3	Pas.	B2	Pas.	B2
F.S.	A	1,61	1,28	1,22	1,00	0,87	1,11	0,80	0,92	0,87
	B	1,53	1,20	1,15	0,94	0,81	1,03	0,73	0,84	0,79
	C	1,55	1,23	1,18	0,97	0,84	1,03	0,71	0,83	0,78

Inoltre, per quanto riguarda l'analisi con coefficiente sismico variabile sono state adottate le seguenti distribuzioni:

- Pasadena - distribuzione di accelerazioni ottenuta con gli elementi finiti con la registrazione di Pasadena come INPUT;
- B2 - distribuzione di accelerazioni ottenuta con gli elementi finiti con l'accelerogramma artificiale B2 come INPUT.

I valori del fattore di sicurezza riportato nella tabella sono stati ottenuti adottando per il terreno i parametri di resistenza statici riportati in fig. 1.

I valori del fattore di sicurezza per il coefficiente sismico pari a 0.1 g, pur mostrando una sensibile diminuzione rispetto ai valori relativi al caso statico, restano tutti chiaramente al di sopra dell'unità, dando così credito ad una valutazione di sostanziale stabilità delle due dighe in condizioni di carico sismico. Per valori maggiori del coefficiente sismico i fattori di sicurezza delle tre curve scendono progressivamente fino a raggiungere per un'accelerazione di 0.3 g valori sensibilmente inferiori all'unità, come pure notevolmente inferiori all'unità sono la maggior parte dei valori forniti dall'analisi pseudo-statica con le distribuzioni di accelerazioni ottenute con gli elementi finiti. Solo nel caso della diga D1, di dimensioni minori, sollecitata alla base dell'accelerogramma di Pasadena, si hanno dei valori che, anche se di poco, sono superiori all'unità; si tratta però di un caso particolare in cui evidentemente il contenuto di frequenze dell'accelerogramma ed i periodi di oscillazione della diga sono tali da dare luogo ad un'amplificazione delle accelerazioni sempre sensibile, ma inferiore a quella che si ha negli altri casi.

In definitiva l'esame della tabella evidenzia le notevoli differenze tra i valori del fattore di sicurezza che si ottengono con coefficienti sismici scelti in base a diversi criteri.

Per poter attribuire una maggiore validità ad un criterio di scelta del coefficiente sismico piuttosto che ad un altro, è necessario un confronto con i risultati ottenuti con metodi di calcolo più rigorosi, che, come già detto, si possono in genere utilizzare a partire dai risultati di un'analisi dinamica con gli elementi finiti.

3. Analisi di stabilità mediante il calcolo dello spostamento totale

La conoscenza delle time-histories delle accelerazioni all'interno di una diga in terra permette di effettuare un calcolo dello spostamento totale indotto dal sisma lungo una certa superficie di scivolamento. Attualmente questa è una strada molto seguita, in quanto il confronto dei valori calcolati dello spostamento con quelli ritenuti accettabili sembra condurre ad una valutazione molto attendibile della stabilità complessiva del pendio.

Il metodo originario [NEWMARK, 1965], presuppone per il terreno un comportamento rigido-plastico ed ipotizza che lo spostamento relativo si verifichi esclusivamente lungo una ben definita superficie di scivolamento. In questa maniera il problema viene assimilato a quello dello scivolamento di un corpo lungo un piano inclinato. Per effettuare questo calcolo è necessario conoscere la time-history dell'accelerazione media lungo la superficie di scivolamento esaminata e quel valore di accelerazione, denominata accelerazione di soglia, superato il quale inizia uno scorrimento relativo tra le due masse di terreno. L'accelerazione di soglia viene solitamente definita come quel valore del coefficiente sismico per il quale in un'analisi pseudo-statica il fattore di sicurezza per la linea

di scivolamento in esame risulta uguale all'unità. Il movimento relativo si arresta non appena il valore medio dell'accelerazione ridiscende sotto al valore di soglia e si esclude la possibilità che per accelerazioni dirette in senso contrario possa verificarsi uno scorrimento in senso contrario. A questo punto, mediante una doppia integrazione effettuata in tutti gli intervalli di tempo in cui l'accelerazione si mantiene superiore al valore di soglia, si arriva ad una valutazione dello spostamento totale.

Seguendo l'esempio di NEWMARK, numerosi altri ricercatori [SEED, 1966; GOODMAN e SEED, 1966; AMBRASEYS e SARMA, 1967; SARMA, 1975; MAKDISI e SEED, 1977; SHIEH e HUANG, 1981; LIN *et al.*, 1981] hanno esaminato il problema per la soluzione del quale esistono oggi sia procedimenti rigorosi che utilizzano il metodo degli elementi finiti sia procedimenti semplificati.

A titolo di esempio, viene qui presentata una applicazione del semplice procedimento proposto da MAKDISI e SEED [1977] per ottenere una valutazione sufficientemente approssimata dello spostamento finale lungo una certa superficie di scivolamento in un pendio sottoposto a carico sismico.

Il caso esaminato è quello della diga D2 con applicato alla base l'accelerogramma B2 e si vuol conoscere il valore dello spostamento lungo la linea B.

Per applicare questo metodo è necessario conoscere soltanto la massima accelerazione in sommità, il periodo fondamentale della diga e la magnitudo del sisma, oltre naturalmente alle caratteristiche di resistenza del terreno.

Le rimanenti informazioni si ottengono dai diagrammi presentati da MAKDISI e SEED [1977] e riportati nelle figure 5 e 6. Il significato dei simboli è il seguente:

- h = altezza totale della diga
- y = differenza tra la quota della cresta e la quota del punto più basso della linea di scivolamento
- k_{max} = valore massimo nel tempo dell'accelerazione media lungo la linea di scivolamento
- a_{max} = massima accelerazione in sommità
- k_y = accelerazione di soglia
- T_0 = periodo fondamentale della diga
- M = magnitudo Richter del terremoto di progetto
- u = spostamento totale
- g = accelerazione di gravità.

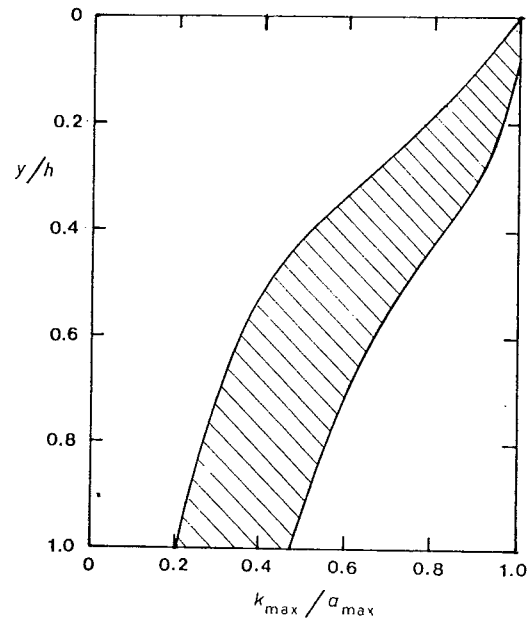


Fig. 5. - Andamento del rapporto delle massime accelerazioni in funzione della profondità della curva di scivolamento [MAKDISI e SEED, 1977].

Il valore dell'accelerazione di soglia k_y , si ricava da una serie di analisi pseudostatiche effettuate con diversi coefficienti sismici, ed in questo caso è risultato pari a 0,19 g, mentre la massima accelerazione in sommità, a_{max} , ed il periodo T_0 ottenuti con l'analisi agli elementi finiti, risultano rispettivamente pari a 0,54 g e 0,82 sec. Per la curva B della diga D2 il valore di y risulta pari a 40 m; ne risulta per il rapporto y/h il valore di circa 0,83. Con questo va-

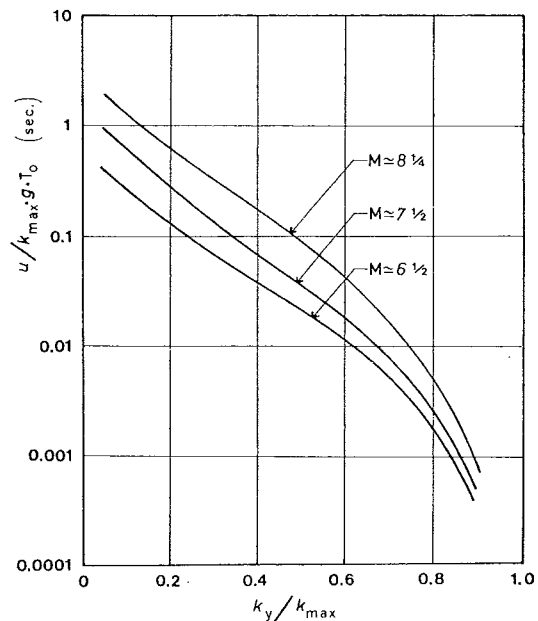


Fig. 6. - Andamento dello spostamento normalizzato medio in funzione dell'accelerazione di soglia [MAKDISI e SEED, 1977].

lore si entra nel diagramma di fig. 5 e si ottiene per il rapporto K_{\max}/a_{\max} , scegliendo la possibilità piú gravosa, il valore di circa 0,55 da cui si ottiene:

$$K_{\max} = 0,55 \times a_{\max} \approx 0,30$$

Il rapporto K_y/K_{\max} risulta quindi pari a circa 0,63. Per questo valore e per un terremoto di magnitudo circa 7 il diagramma di fig. 6 fornisce per il parametro in ordinata, denominato spostamento normalizzato medio, il valore di circa 0.015 sec.

Lo spostamento permanente effettivo è dato da:

$$u = 0.015 \times K_{\max} g T_0 \text{ da cui risulta } u = 3,6 \text{ cm}$$

Nella tab. 2 sono riportati i valori degli spostamenti ottenuti con questo procedimento semplificato lungo le linee A, B e C (vedi fig. 1), per entrambe le dighe e con i due diversi accelerogrammi di progetto.

TABELLA 2
SPOSTAMENTI CALCOLATI (cm)

	D1		D2	
	Pas.	Pas.	B2	B2
A	0,0	0,4	0,2	1,5
B	0,0	1,0	0,4	3,6
C	0,0	2,4	2,7	9,4

Una volta noti i valori dello spostamento, è necessario verificare che non esistano nell'interno della diga esaminata strutture non in grado di sopportare senza danni spostamenti dell'ordine di grandezza di quello calcolato.

Per l'applicazione di questo metodo è necessario conoscere la distribuzione delle accelerazioni nella diga che nel caso in esame era stata ottenuta con il FEM. Dato il carattere approssimato di questo procedimento di calcolo dello spostamento totale, MAKDISI e SEED [1977] suggeriscono per una valutazione della massima accelerazione in cresta e del periodo proprio della diga anche un metodo semplificato, che per i casi qui trattati ha fornito risultati accettabili.

Lo stesso non si può dire per i valori dell'accelerazione ottenuti con l'analisi monodimensionale che, come già sottolineato, conduce a va-

lori dell'accelerazione massima in sommità che non sono in buon accordo con quelli calcolati con gli elementi finiti.

È possibile effettuare a questo punto un confronto tra i risultati dell'analisi pseudostatica in termini di fattori di sicurezza riportati nella tabella 1 e quelli ottenuti successivamente in termini di spostamento totale riportati nella tabella 2.

Si può innanzitutto rilevare che i risultati del calcolo degli spostamenti confermano qualitativamente le valutazioni sulla stabilità delle dighe ottenute dall'analisi con coefficiente sismico variabile. Infatti, in tutti i casi in cui il fattore di sicurezza scende al di sotto dell'unità, il calcolo dello spostamento totale segnala l'effettivo verificarsi di uno scorrimento.

La conoscenza, però, dell'entità degli spostamenti fornisce in piú un'importante indicazione quantitativa che non è ricavabile dai valori del fattore di sicurezza.

Si può constatare, infatti, che a fattori di sicurezza molto vicini tra loro, possono corrispondere per lo spostamento totale valori molto diversi che chiariscono quanto una situazione sia effettivamente pericolosa.

Ad esempio un risultato importante non segnalato dall'analisi pseudostatica ed evidenziato, invece, dal calcolo degli spostamenti consiste nel fatto che la curva C si trova in condizioni nettamente piú critiche rispetto alle altre due curve esaminate.

In sostanza, ricordando le due assunzioni non corrette di cui si è detto a proposito dell'analisi pseudostatica, si può osservare che con il calcolo dello spostamento viene superato il problema della prima assunzione che conduce alla definizione ed alla scelta del coefficiente sismico.

Rimane invece irrisolta la questione della scelta dei parametri di resistenza del terreno che, come già fatto notare, influiscono in misura determinante sulla valutazione dell'accelerazione di soglia.

4. Analisi del rischio di liquefazione

Un'analisi dinamica col metodo degli elementi finiti fornisce, come già detto, gli andamenti nel tempo degli sforzi di taglio (stress-histories) nell'interno della diga. Una volta note le stress-histories è possibile in laboratorio studiare il comportamento di campioni di terreno sottoposti a sollecitazioni dinamiche che simulano quelle calcolate.

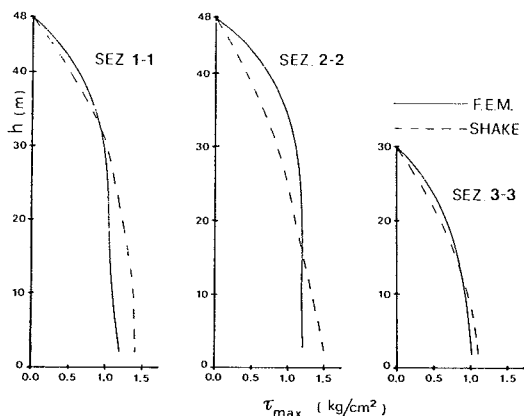


Fig. 7. - Diga D2 - Accelerogramma B2 - Andamenti dello sforzo di taglio massimo calcolati con i due metodi lungo 3 sezioni verticali (vedi Fig. 1).

La fig. 7 mostra l'andamento del taglio massimo τ_{max} per la diga D2 sottoposta all'accelerogramma B2 lungo le tre sezioni verticali già considerate. In fig. 7 sono riportati sia le curve ottenute col metodo degli elementi finiti sia quelle ottenute con l'analisi monodimensionale. In questo come negli altri casi considerati si è riscontrato che non appaiono differenze notevoli tra gli andamenti di τ_{max} ottenuti con i due diversi metodi anche se ovviamente si tratta di un numero di esempi troppo limitato per poter generalizzare tale conclusione.

Nella successiva fig. 8 sono invece riportate le « stress-histories » ottenute, utilizzando sempre i due metodi citati, nel punto P1 della diga

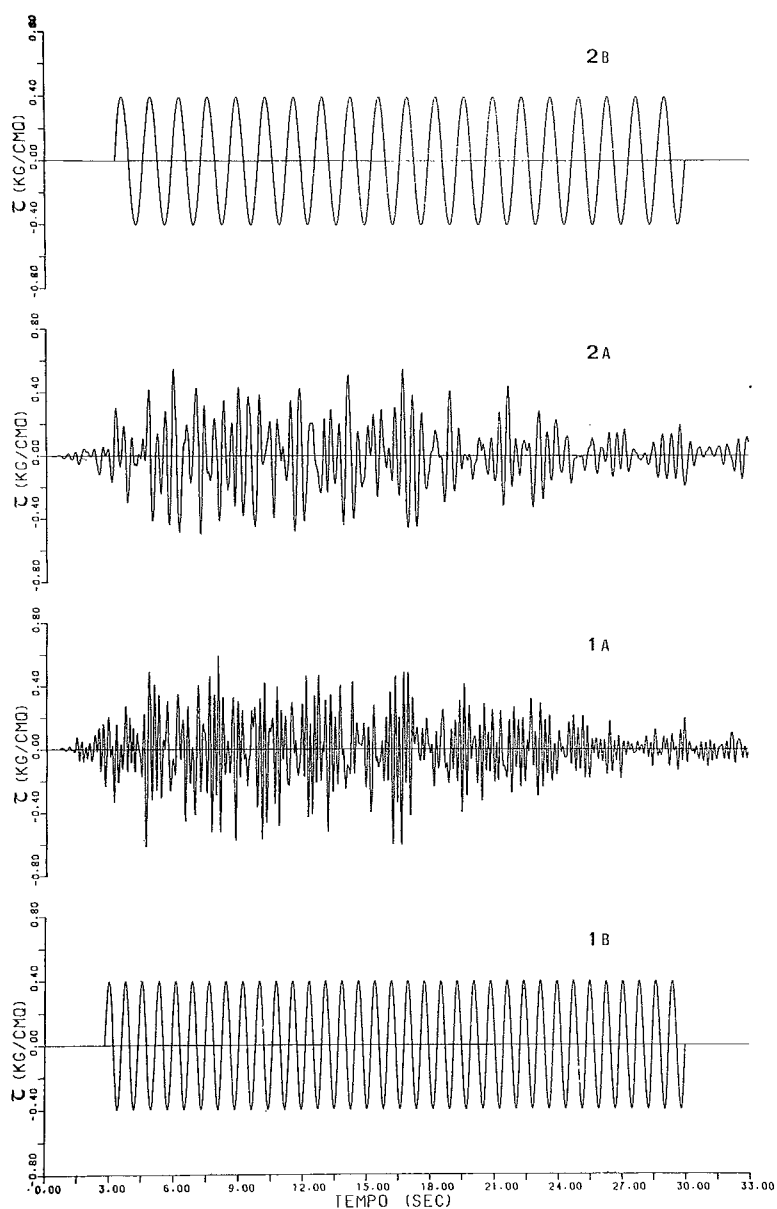


Fig. 8. - Diga D1 - Accelerogramma B2 - Punto P1 (vedi Fig. 1) 1A. Stress-history calcolata col F.E.M.; 1B. Serie di cicli di carico uniformi equivalente alla stress-history 1A; 2A. Stress-history calcolata con SHAKE; 2B. Serie di cicli di carico uniformi equivalente alla stress-history 2A.

D1 sottoposta all'accelerogramma B2. Si può osservare che mentre si riscontrano valori confrontabili delle ampiezze degli sforzi di taglio, a conferma di quanto detto a proposito della fig. 7, le frequenze principali delle oscillazioni appaiono invece notevolmente diverse. In altre parole, dal calcolo effettuato con gli elementi finiti risulta, nel punto P1, un contenuto di alte frequenze maggiore di quello ottenuto con il programma SHAKE dal quale le altre frequenze risultano smorzate al punto di non influenzare in misura sensibile l'andamento della curva.

Ovviamente, sottoporre in laboratorio campioni di terreno ad una sollecitazione che riproduca esattamente quella calcolata sarebbe estremamente laborioso ed oltre a tutto i risultati di una tale prova avrebbero una validità limitata alla particolare sollecitazione in esame.

Conviene, quindi, trasformare la stress-history calcolata in una sollecitazione equivalente costituita da un certo numero di cicli di carico uniformi, facilmente ottenibile in laboratorio e rappresentativa di tutta una serie di possibili sollecitazioni reali.

Il problema è stato affrontato in anni recenti da numerosi ricercatori [LEE *et al.*, 1972; DE ALBA *et al.*, 1975; SEED *et al.*, 1975]. Nella fig. 8, insieme con le stress-histories calcolate nel punto P1 della diga D1, sono riportate le serie di cicli di carico uniformi in cui queste si trasformano applicando il procedimento proposto da SEED *et al.* [1975].

Per quanto riguarda l'ampiezza costante τ_c delle oscillazioni, SEED *et al.* [1975] consigliano di adottare un valore pari a $0,65 \tau_{max}$. Per entrambe le stress-histories di fig. 8 risulta quindi:

$$\tau_c = 0,65 \tau_{max} \approx 0,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Adottando la procedura suggerita da SEED *et al.* [1975], dalla stress-history calcolata con gli elementi finiti, si ottengono 35 cicli di carico, mentre sono sufficienti 20 cicli per rappresentare la stress-history calcolata con l'analisi monodimensionale. Questa notevole differenza deriva dalla già sottolineata discordanza tra le due stress-histories in termini di frequenza e rende particolarmente evidente il disaccordo tra i risultati dei due metodi di calcolo.

Le prove di laboratorio condotte sottoponendo campioni di terreno a serie di cicli di carico equivalenti forniscono importanti indicazioni sia per quanto riguarda il comportamento meccanico del terreno durante la sollecitazione di-

namica, sia per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza al termine della sollecitazione dinamica.

Queste vengono determinate con prove statiche condotte subito dopo una prova dinamica e vengono utilizzate nella cosiddetta analisi di stabilità « post-earthquake » [SEED e CHAN, 1966; THIERS e SEED, 1968; CASTRO e CHRISTIAN, 1976; RAMANUJAM *et al.*, 1978]. Quest'analisi è in sostanza una normale verifica di stabilità condotta con il metodo dell'equilibrio limite, ma i parametri di resistenza del terreno sono quelli indicati dai risultati delle suddette prove di laboratorio.

Bisogna aggiungere, inoltre, che molti autori hanno provveduto a pubblicare sotto forma di tabelle o diagrammi i risultati di prove di laboratorio da loro esaminate e che, quindi, data l'ampia casistica disponibile esiste la possibilità di evitare il ricorso al laboratorio per casi non troppo specifici o almeno per una prima valutazione del problema.

Una grande importanza rivestono poi le prove di laboratorio che studiano le variazioni della pressione interstiziale dell'acqua durante una sollecitazione dinamica. Nel caso dei terreni non coesivi, infatti l'incremento della pressione interstiziale causato da una sollecitazione dinamica può condurre alla liquefazione del terreno, fenomeno che, se si verifica in zone sufficientemente estese, può provocare il collasso totale di una struttura in terra.

Ad esempio, se si vuol valutare il rischio di liquefazione in prossimità del punto P1 della diga D1 sollecitata dall'accelerogramma B2, si può utilizzare il diagramma di figura 9 [DE ALBA *et al.*, 1975]. Si è visto che la stress-history reale può essere sostituita da una serie di 35 cicli di carico uniformi di ampiezza $\tau_c = 0,4$

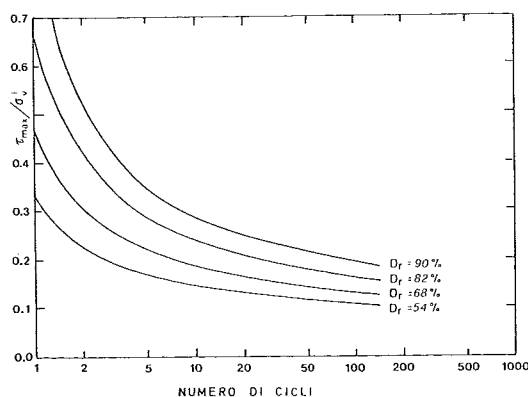


Fig. 9. - Numero di cicli di carico uniformi necessari per causare un inizio di liquefazione [DE ALBA *et al.*, 1975].

kg/cm². Ipotizzando che la superficie libera dell'acqua si trovi 3 m al disotto della cresta e considerato che il punto P1 è situato ad una profondità di 9 m il valore dello sforzo di compressione verticale risulta: $\sigma'_v = 1,2$ kg/cm² il rapporto τ_c/σ'_v vale quindi circa 0,33. Con questo valore ed assumendo una densità relativa D_r pari al 90% si entra nel diagramma di fig. 9 e si osserva che dal punto di vista del rischio di liquefazione la situazione è molto critica. Sarebbero infatti sufficienti 7-8 cicli di carico con $\tau_c = 0,4$ k/cm² per innescare un fenomeno di liquefazione, mentre nel caso in questione ne sono stati previsti ben 35.

Restando nel caso della diga D1 sollecitata dall'accelerogramma B2, se si esegue il medesimo calcolo per il punto P2 (vedi fig. 1) si ottengono circa 29 cicli di carico con un'ampiezza di oscillazione τ_c pari a 0,3 kg/cm². Anche nel punto P2, quindi, il rischio di liquefazione è altissimo, in quanto il diagramma di fig. 9 indica che per innescare il fenomeno sono sufficienti 3 cicli di carico con $\tau_c = 0,3$ kg/cm².

Meno allarmanti sono i risultati se alla base della diga D1 viene applicato l'accelerogramma di Pasadena. Nel punto P2, ad esempio, la sollecitazione calcolata con gli elementi finiti risulta essere equivalente a circa 12 cicli di carico uniformi con $\tau_c = 0,15$ k/cm², mentre il diagramma di fig. 9 indica che con questa ampiezza di oscillazione anche un numero altissimo di cicli di carico non dovrebbe dare luogo al fenomeno della liquefazione.

TABELLA 3
RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

	D1		D2	
	Pas.	B2	Pas.	B2
P1	nullo	elevato	nullo	nullo
P2	nullo	elevato	medio	elevato

Nella tabella 3 sono riportati in termini di stabilità o meno i risultati dell'analisi del rischio di liquefazione nei punti P1 e P2 di entrambe le dighe per entrambi i terremoti di progetto (per la diga D2 si è ipotizzato che la superficie libera dell'acqua si trovi 5 m al di sotto della cresta).

Si sottolinea che con i termini usati nella tabella 3 si è voluta semplicemente indicare la si-

tuzione in cui viene a trovarsi dal punto di vista della liquefazione il terreno circostante il punto considerato.

I risultati riportati nella tabella 3, infatti, non devono essere direttamente interpretati come valutazioni della stabilità complessiva delle dighe esaminate, anche se è molto probabile che, nei casi in cui si è riscontrata la possibilità del verificarsi della liquefazione, la stabilità complessiva dell'opera venga compromessa.

Si consideri ad esempio il caso della diga D1 sollecitata dall'accelerogramma B2. Si è visto che nei punti P1 e P2 si verificano le condizioni per la liquefazione del terreno. Inoltre il fatto che in entrambi i punti il numero dei cicli di carico calcolato sia molto superiore al numero necessario per dare inizio al fenomeno lascia presumere che quest'ultimo si verifichi in una zona piuttosto estesa del terreno circostante.

Si osservi ora che in prossimità del punto P2 passa la curva A, precedentemente esaminata. Questo significa che, durante la sollecitazione dinamica dovuta al terremoto B2, ad un certo istante, almeno lungo un certo tratto della curva A, la resistenza allo scorrimento si annulla.

Quindi, anche senza ipotizzare una rilevante propagazione del fenomeno, nel qual caso sarebbe scontata l'instabilità complessiva della diga, appare evidente l'estrema criticità della situazione.

Come si è visto, infatti, l'analisi pseudostatica con coefficienti sismici variabili ha fornito in questo caso un fattore di sicurezza pari a 0,80 ed il calcolo dello spostamento ha confermato l'effettivo verificarsi di uno scorrimento anche se di entità molto limitata.

L'analisi del rischio di liquefazione segnala, invece, che la resistenza allo scorrimento diminuisce fino ad annullarsi almeno lungo un certo tratto della curva A, con un conseguente drastico aumento della tendenza complessiva allo scivolamento.

Considerazioni analoghe sono ovviamente valide per gli altri casi considerati in questa nota. In definitiva, i risultati dell'analisi del rischio di liquefazione sono da soli sufficienti a verificare l'instabilità di una diga in terra in casi particolarmente critici. Invece, se le condizioni per il verificarsi del fenomeno non vengono riscontrate o vengono riscontrate solo in zone molto limitate del terreno, essi costituiscono un indispensabile elemento per valutare adeguatamente la resistenza allo scorrimento che il terreno può offrire durante la sollecitazione dinamica considerata.

5. Conclusioni

L'esame dei risultati ottenuti per le due dighe in terra esaminate in questa sede indicano chiaramente come una semplice applicazione del metodo pseudostatico, con coefficiente sismico orizzontale pari a 0,1 g e senza particolari prescrizioni per i parametri di resistenza del terreno, possa rivelarsi del tutto insufficiente a garantire la stabilità dell'opera. Si osserva comunque che le valutazioni di stabilità ottenute con l'analisi pseudostatica con coefficienti sismici variabili sono sostanzialmente confermate dall'analisi di stabilità basate sul criterio dello spostamento totale.

Questo fatto lascia presumere che il metodo pseudostatico, che presenta indubbi pregi di semplicità ed economia, possa ancora essere vantaggiosamente utilizzato a patto di assegnare adeguati valori ai parametri di ingresso.

Ricordando i tre significati attribuibili al coefficiente sismico di cui si è detto in precedenza, adottare il valore di 0,1 g vuol dire scegliere il significato c); questa scelta, infatti, può condurre a progettare dighe con sezioni più prudentiali di quanto risulterebbe da una verifica statica, ma questa prudenza può rivelarsi, come si è visto, insufficiente.

Se si scegliesse per il coefficiente sismico il massimo valore di accelerazione dell'accelerogramma di progetto si potrebbe avere l'impressione di rientrare nel significato a); invece, non tenendo conto della capacità di una diga in terra di amplificare le sollecitazioni dinamiche impresse alla base, anche questa scelta rientra nel significato c) e può quindi rivelarsi non abbastanza cautelativa.

Adottare, infine, la distribuzione di accelerazioni ottenuta con gli elementi finiti, vuol dire scegliere chiaramente il significato a), con una conseguente sovrastima degli effetti sismici, ma se non altro con la certezza di fare una scelta in favore della sicurezza.

A favore dell'utilizzazione del metodo pseudostatico con coefficienti sismici variabili c'è da aggiungere il fatto che le curve di accelerazione nella presente nota sono il risultato di specifiche analisi dinamiche con gli elementi finiti, ma non è da escludere che, in un prossimo futuro, possa essere evitato il sistematico ricorso agli elementi finiti.

Appare, infatti possibile, utilizzando i risultati di ricerche teoriche e sperimentali su vasta scala, elaborare dei procedimenti semplificati

che, in funzione di alcuni parametri di progetto, come forma e dimensioni della diga, caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale utilizzato, geologia e sismicità del sito, forniscano con approssimazione accettabile l'andamento delle massime accelerazioni nell'interno della diga.

Del resto, si registrano in letteratura tentativi in tal senso [AMBRASEYS, 1960; SEED e MARTIN, 1966; MAKDISI e SEED, 1977] anche se i procedimenti proposti non hanno ancora avuto un seguito nelle normative del nostro paese.

Per quanto riguarda, poi, la resistenza che un terreno può effettivamente apporre allo scorrimento durante una sollecitazione dinamica, con l'analisi del rischio di liquefazione si è voluta dare un'idea della estrema delicatezza del problema che, se trascurato, può portare, come si è visto, a conseguenze disastrose.

Come si è già detto, inoltre, una sollecitazione dinamica può causare riduzioni della resistenza allo scorrimento di un terreno, anche con meccanismi diversi da quello della liquefazione. Queste riduzioni sono certamente inferiori a quelle che si verificano a causa della liquefazione, ma, dal momento che tutti i terreni possono, in misura diversa, manifestare effetti di questo tipo, sarebbe opportuno che il progettista trovasse nella normativa precise indicazioni su come tenerne conto.

Infine, a proposito del confronto effettuato tra i risultati dell'analisi dinamica con gli elementi finiti ed i risultati dell'analisi monodimensionale, bisogna rilevare che in generale non si è riscontrato un accordo soddisfacente.

BIBLIOGRAFIA

- AMBRASEYS N. N. (1960) - *On the Seismic Behaviour of Earth Dams*. Proceedings of 2nd World Conference, Earthquake Engineering, Tokyo.
- AMBRASEYS N. N., SARMA S. K. (1967) - *Response of Earth Dams to strong Earthquakes*. Geotechnique 17, n. 3.
- BARLA G., CORNERI C., CRAVERO M., GIANI G. P. (1974) - *L'applicazione dei metodi dell'equilibrio limite nello studio dei pendii naturali e delle scarpate*. Torino, Associazione Mineraria Subalpina, Bollettino n. 34, anno XI.
- CASTRO G., CHRISTIAN J. T. (1976) - *Shear Strength of Soils and Cyclic Loading*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, n. GT9.
- DE ALBA P., CHAN C., SEED H. B. (1975) - *Determination of Soil Liquefaction Characteristics by Large-Scale Laboratory Tests*. Earthquake Engineering Research Center, Report EERC 75-14, University of California, Berkeley.
- GOODMAN R. E., SEED H. B. (1966) - *Earthquake Induced Displacements in Sand Embankments*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 92, SM2.

- JENNINGS P. C., HOUSNER G. W., TSAI N. C. (1968) - *Simulated Earthquake Motions*. Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena.
- LIN Y. K., RODDA K. V., PERRY C. W., GILL D. K. (1981) - *Seismic Deformation of Dams by Correlative Methods*. Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri.
- MAKDISI F. I., SEED H. B. (1977) - *A Simplified Procedure for Estimating Earthquake Induced Deformations in Dams and Embankments*. Earthquake Engineering Research Center, Report EERC 77-19, University of California, Berkeley.
- MUZZI F. (1976) - *Considerazioni sulla dinamica dei terreni e cenni sulla stabilità dei pendii naturali ed artificiali in presenza dei fenomeni sismici*. Politecnico di Torino, atti dell'Istituto di scienza delle costruzioni, 7° ciclo annuale di conferenze dedicato ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni.
- NEWMARK N. M. (1965) - *Effects of Earthquake on Dams and Embankments*. Geotechnique 15, n. 2.
- OTTAVIANI M. (1979) - *Analisi dinamica di dighe in terra*. Rivista Italiana di Geotecnica, anno XIII, n. 3.
- OTTAVIANI M., BERSANI A. (1979) - *Influenza dei depositi superficiali sulle caratteristiche del terremoto di progetto*. L'ingegnere, anno LIV, n. 7-8.
- RAMANUJAM N., HOLISH L. L., CHEN W. H. (1978) - *Post-Earthquake Stability Analysis of Earth Dams*. Proceedings Earthquake Engineering and Soil Dynamics Speciality Conference, ASCE, Pasadena.
- SARMA S. K. (1975) - *Seismic Stability of Earth Dams and Embankments*. Geotechnique 25, n. 4.
- SCHNABEL B., LYSMER J., SEED H. B. (1972) - *SHAKE, a Computer Program for Earthquake Response Analyses of Horizontally Layered Sites*. Earthquake Engineering Research Center, Report EERC 72-12, University of California, Berkeley.
- SEED H. B. (1966) - *A Method for Earthquake-Resistant Design of Earth Dams*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 92, SM1.
- SEED H. B., CHAN C. K. (1966) - *Clay Strength under Earthquake Loading Conditions*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, SM2.
- SEED H. B., MARTIN G. R. (1966) - *The Seismic Coefficient in Earth Dam Design*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, SM3.
- SEED H. B., IDRIS I. M., MAKDISI F., BANERJEE N. (1975) - *Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses*. Earthquake Engineering Research Center, Report EERC 75-29, University of California, Berkeley.
- SHIEH W. Y. J., HUANG R. J. (1981) - *Permanent Deformation of Earth Dams under Earthquakes*. Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri.
- SIEGEL R. A. (1975) - *Computer Analyses of General Slope Stability Problems*. Joiret Highway Research Project, School of Civil Engineering, Purdue University, Indiana State Highway Commission.
- THIERS G. R., SEED H. B. (1968) - *Cyclic Stress-Strain Characteristics of Clay*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, SM2.
- VRYMOED J. L., CALZASCIA E. R. (1976) - *Simplified Determination of Dynamic Stresses in Earth Dams*. Proceedings Earthquake Engineering and Soil Dynamics Speciality Conference, ASCE, Pasadena.

Analysis of current methods for the seismic design of earth dams

In the present paper several methods widely used for dynamic stability analysis of earth dams are described and applied to a few cases in order to evaluate their reliability. In particular the pseudo-static method with constant or variable coefficients, the permanent deformation method and the method based on the liquefaction potential in the dam are analysed.

These methods have been applied in order to determine the stability of two earth dams of different size using two accelerograms representing earthquakes of different magnitude.

The inadequacy of the pseudo-static method with constant seismic coefficients has been widely recognized and also the results obtained in the present paper confirm this opinion and it is suggested that the Italian code provisions which call for a pseudo-static analysis with a constant seismic coefficient equal to 0.1 g for the design of earth dams in seismically active areas should be modified. On the other hand, the results reported in Table 1 show that if one applies the pseudo-static method with variable seismic coefficients the values of the safety factor appear to be more realistic and consistent with the stability evaluation obtained using the permanent deformation method suggested by MAKDISI & SEED [1977] (see Table 2).

However, the use of variable seismic coefficients requires the knowledge of the maximum accelerations distribution inside the dam and this can be obtained only using the finite element method and considering non-linear dynamic characteristics for the dam soil. To this purpose it was possible to utilize in the present paper the results obtained by OTTAVIANI [1979] for the same dams (see fig. 2).

A one-dimensional analysis using the computer program SHAKE was also carried out in order to ascertain the possibility of avoiding the expensive and time consuming finite element analysis but in the cases studied in the present paper a comparison of the results obtained by the two different approaches shows that their agreement is rather poor.

The last method analysed in the present paper is the one based on the evaluation of the liquefaction potential in the soil inside the dam [SEED *et al.*, 1975]. This method also requires a finite element analysis in order to determine the time history of shear stresses at some points inside the dam. An analysis carried out using the program SHAKE has shown that even though the distribution of the maximum values of shear stresses in the dams may be close to the results obtained by the finite element method (see fig. 7) the time histories at the same point obtained by the two methods may vary widely because of a quite different frequency content (see fig. 8).

The liquefaction potential estimated for the present cases is shown in Table 3. It appears that this approach gives the most conservative stability analysis and also the most reliable since the obvious differences of seismic loading between the two accelerograms considered become quite apparent observing that the B2 earthquake gives an estimate of high liquefaction potential at point P2 for both dams while the lesser earthquake seems, as one should expect, less dangerous.

A final consideration is given to the post-earthquake stability analysis which should be carried out using the reduced resistance parameters which the dam soil may exhibit after undergoing seismic loading.