

# Analisi dinamica di dighe in terra

M. OTTAVIANI \*

**SOMMARIO:** L'analisi dinamica di due dighe in terra di differenti dimensioni è stata effettuata con il metodo degli elementi finiti considerando il comportamento non lineare dei terreni costituenti le dighe. Sono stati considerati due accelerogrammi di ingresso con diverse caratteristiche: la componente orizzontale NS relativa al terremoto di Pasadena del 1972 con accelerazione massima portata a 0.12 g e durata di circa 15 secondi; l'accelerogramma artificiale B2 ottenuto da JENNINGS *et al.* [1968] con accelerazione massima portata a 0.22 g e durata di circa 50 secondi.

L'analisi ha fornito i valori delle accelerazioni, delle deformazioni e delle sollecitazioni di taglio indotte dal sisma. In tutti i casi esaminati si è riscontrata una sensibile amplificazione delle accelerazioni nella zona alta della diga. Nella diga di dimensioni maggiori le sollecitazioni dinamiche di taglio raggiungono valori piuttosto elevati sia nella sabbia dei fianchi che nella argilla del nucleo anche per accelerazioni di ingresso relativamente modeste.

Sono stati inoltre ottenuti per uno dei casi diagrammi delle sollecitazioni di taglio nel tempo in alcuni punti della diga. Le sollecitazioni oscillano tra valori piuttosto elevati per un intervallo di tempo di oltre 20 secondi e quindi le caratteristiche di resistenza a taglio dei terreni potrebbero subire una sensibile diminuzione.

Analisi dinamiche di questo tipo sono necessarie per poter valutare correttamente la stabilità di dighe in terra, sia durante che dopo il terremoto, usando i metodi di calcolo recentemente sviluppati dagli studiosi di Berkeley.

## Introduzione

La progettazione di dighe in terra capaci di resistere agli effetti distruttivi di un terremoto costituisce un problema molto importante nelle regioni sismicamente attive del mondo tra cui è certamente da annoverare il nostro paese.

Come è noto, per la verifica di stabilità dinamica di dighe in terra vengono tuttora largamente usati metodi di calcolo di stabilità, detti pseudostatici, in cui l'azione sismica viene considerata equivalente ad un carico statico orizzontale, dato dal prodotto di un coefficiente sismico per il peso della massa di terreno di cui si valuta la stabilità, che si sovrappone all'azione della gravità; viene quindi calcolato un fattore di sicurezza basato sul principio dell'equilibrio limite. D'altro canto le caratteristiche di resistenza dei terreni costituenti le dighe possono diminuire considerevolmente se sottoposte a carichi ciclici e quindi la resistenza da attribuire al terreno nel calcolo di stabilità deve essere determinata conoscendo i valori delle sollecitazioni indotte dal terremoto. Altra notevole incertezza esiste sulla distribuzione dei coefficienti sismici, legati ai valori delle accelerazioni, lungo l'ipotetica superficie di rottura perché possono verificarsi notevoli variazioni dell'accelerazione al propagarsi del moto nella diga

stessa [SEED e MARTIN, 1966]. Inoltre viene completamente trascurata l'importanza della durata e del contenuto di frequenze del terremoto di progetto.

Metodi di calcolo di stabilità più realistici basati sul calcolo delle deformazioni permanenti indotte dal sisma nella diga sono stati proposti da NEWMARK [1965] e da SEED [1966].

L'affermarsi del metodo degli elementi finiti anche nel campo dinamico ed una migliorata conoscenza delle caratteristiche geotecniche dinamiche dei terreni hanno portato attualmente allo sviluppo di metodi di analisi dinamica di una diga che consentono la valutazione delle resistenze e delle sollecitazioni conseguenti all'azione sismica in ogni punto della diga stessa e permettono quindi una più corretta verifica di stabilità dinamica [SEED *et al.*, 1969; SEED *et al.*, 1973; GORDON *et al.*, 1974]; in base ai risultati dell'analisi dinamica si può verificare sia la stabilità durante il terremoto sia la stabilità dopo il terremoto [RAMANUJAM *et al.*, 1978].

L'analisi con gli elementi finiti che considera il comportamento non lineare dei terreni permette di ottenere il diagramma delle sollecitazioni nel tempo, ed in particolare degli sforzi di taglio  $\tau$  e delle deformazioni di taglio  $\epsilon$  per ogni elemento della struttura e il diagramma delle accelerazioni in ogni nodo. Da tali diagrammi si possono determinare i valori di  $\epsilon_{max}$ ,  $\tau_{max}$ ,  $a_{max}$  ed i tempi in cui si verificano.

L'analisi di stabilità può quindi essere effettuata misurando in laboratorio con prove dinamiche su campioni di terreno gli effetti di una serie di cicli di carico uniformi equivalenti agli

\* Dott. Ing. Mario OTTAVIANI, Professore Incaricato e Assistente Ordinario di *Geologia Applicata all'Ingegneria*. Istituto di Geologia Applicata - Facoltà di Ingegneria - Università di Roma.

\*\* Lavoro eseguito nel quadro dei programmi di ricerca del Centro di Studio per la Geologia Tecnica del C.N.R.

Questa ricerca è stata in parte finanziata con il contributo CNR n. 78.00804.07.

sforzi di taglio calcolati negli elementi maggiormente sollecitati della diga. Se il provino rappresenta sia come costituzione che come condizioni al contorno della prova una ragionevole approssimazione di un elemento di terreno all'interno della diga i risultati della prova di laboratorio possono determinare il grado di stabilità della diga stessa [LEE e CHAN, 1972; SEED *et al.*, 1975] potendosi evidentemente supporre che l'eventuale rottura del campione possa verificarsi anche nel corrispondente elemento all'interno della diga. Inoltre se in successive prove statiche di laboratorio i campioni di terreno già sottoposti a carichi ciclici sono portati a rottura, si possono ottenere dati sulla resistenza residua del terreno con la quale è possibile valutare la stabilità della diga dopo che questa abbia subito le sollecitazioni indotte dal sisma.

### Modello di calcolo

In questa nota il metodo degli elementi finiti viene applicato a titolo esemplificativo per l'analisi dinamica di dighe in terra di differenti dimensioni sottoposte a terremoti di caratteristiche diverse.

Per l'analisi in condizioni di deformazione piana sono stati impiegati due programmi di calcolo QUAD4 [IDRISS *et al.*, 1973] e FLUSH [LYSMER *et al.*, 1976], entrambi sviluppati a Berkeley da B. Seed e dai suoi collaboratori, anche per verificare eventuali differenze fra risultati ottenuti con l'uno o l'altro programma nelle varie condizioni prescelte.

Entrambi i programmi considerano la non linearità delle caratteristiche di deformabilità a taglio e della attenuazione nei terreni sia coesivi che non coesivi.

La variazione del modulo di taglio per la sabbia  $G$  a partire dal valore massimo determinato per deformazioni di taglio molto piccole ( $\epsilon = 10^{-4}\%$ ) è data dalla relazione:

$$G = G_{\max} (K_2/K_{2\max}) \sigma'_m{}^{1/2} \quad (1)$$

Dove il valore di  $G_{\max}$  dipende essenzialmente dallo stato di addensamento e dove  $K_2/K_{2\max}$  varia in funzione della deformazione come riportato in figura 1a. Per le argille il rapporto  $G/G_{\max}$  varia secondo il diagramma di figura 1a mentre il valore di  $G_{\max}$  ( $\epsilon = 3.10^{-4}$ ) è funzione del valore della coesione non drenata  $C_u$  [SEED e IDRISS, 1970; HARDIN e DRNEVICH, 1972].

La variazione del coefficiente di attenuazione

è mostrata in figura 1b sia per le argille che per le sabbie.

Lo stato di sollecitazione all'interno della diga per poter applicare l'equazione (1) per le sabbie è stato determinato con una analisi statica, sempre non lineare. È stato utilizzato il programma OLOCK [CHANG e DUNCAN, 1969].

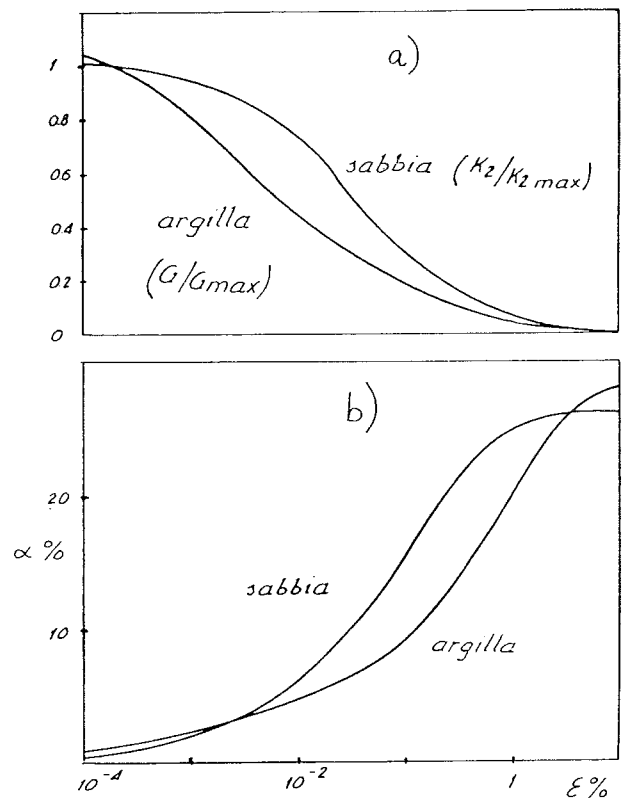


Fig. 1. - a) Curve modulo di taglio-deformazioni  
b) Curve smorzamento-deformazioni

La figura 2 mostra lo schema di diga considerata; si tratta di una diga a nucleo centrale impermeabile costituito da argilla con i fianchi costituiti da sabbia ben addensata.

Le caratteristiche meccaniche statiche, compresi i parametri che descrivono il comportamento non lineare [DUNCAN e CHANG, 1970], sono:

*sabbia*

$$K_o = 0,6, \nu = 0,4, \gamma = 2, \phi = 35^\circ, \\ n = 0,5, K = 1500, R_f = 0,8$$

*argilla*

$$K_o = 0,8, \nu = 0,4, \gamma = 1,8, K = 400, R_f = 0,85$$

La coesione non drenata dell'argilla è stata assunta crescente con la profondità e precisa-

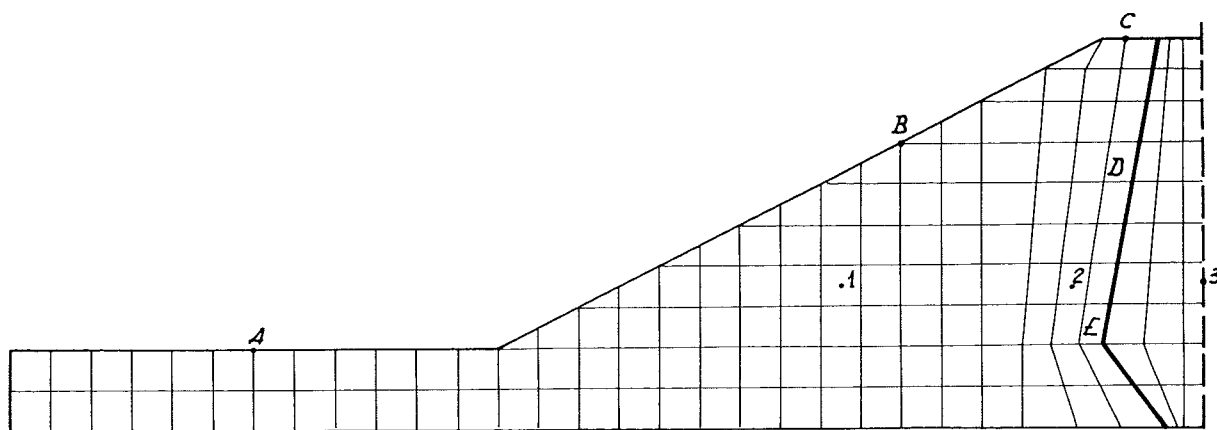


Fig. 2. - Schema di diga considerato e suddivisione in elementi finiti.

mente  $C_u = 2 \text{ kg/cm}^2$  ( $0 \leq h \leq H/3$ ),  $C_u = 1.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $H/3 \leq h \leq 2/3 H$ ) e  $C_u = 1 \text{ kg/cm}^2$  ( $2/3 H \leq h \leq H$ ).

Per quanto riguarda le caratteristiche dinamiche sono stati assunti i seguenti valori massimi:  $G_{\max} = 1000 \text{ kg/cm}^2$  per la sabbia,  $G_{\max} = 500 C_u$  per l'argilla.

Sono state prese in esame due dighe di forma simile ma di dimensioni diverse. La più piccola, D1, ha un'altezza massima di 12 m, una larghezza di 53 m alla base e di 9 m alla sommità. Sotto la diga viene considerato uno strato orizzontale di materiale alluvionale di spessore 3 m. La diga più grande, D2, ha un'altezza di 40 m ed è larga alla base 190 m ed alla sommità 25 m ed è posta sopra uno strato alluvionale spesso 8 m. La pendenza dei fianchi è in entrambi i casi di circa 1:2. Il nucleo argilloso è approfondito fino alla base rigida impermeabile per assicurare la tenuta della diga.

Per quanto riguarda gli accelerogrammi di partenza sono stati scelti diagrammi relativi a due terremoti di caratteristiche diverse e precisamente la componente N-S del terremoto di Pasadena del 1972 con l'accelerazione massima portata a 0.12 g ed, in un caso, a 0.22 g la cui durata è di circa 15 secondi e l'accelerogramma artificiale B2 costruito da JENNINGS *et al.* [1968] con accelerazione massima portata a 0.22 g la cui durata è di circa 40 sec.

L'accelerogramma B2 è tipico di un sisma poco profondo di magnitudo 7 registrato su roccia a non molta distanza dall'epicentro del sisma (30-40 km).

Il modello degli elementi finiti comprende 380 nodi e 408 elementi quadrangolari e triangolari. Per la diga più grande è stato impiegato anche un modello con elementi più piccoli per cui sono stati necessari 510 nodi e 468 ele-

menti. I risultati ottenuti non hanno mostrato differenze apprezzabili tra i risultati ottenuti con i due modelli ed è stato pertanto possibile usare generalmente il modello meno oneroso, quello cioè con minore numero di elementi e di nodi.

### Risultati dell'analisi

Come detto in precedenza sono stati usati per la presente analisi entrambi i programmi di calcolo QUAD4 e FLUSH. Non sono state riscontrate significative differenze nei risultati quando il valore del coefficiente DRF nel programma QUAD4 è stato ben scelto. Infatti il programma QUAD4 calcola gli smorzamenti con il metodo di Rayleigh che porta in genere a smorzamenti eccessivi. Viene quindi introdotto il coefficiente DRF (Damping Reduction Factor) che può assumere valori tra 0.6 e 0.9. I valori di DRF che hanno portato alle minori differenze tra i risultati ottenuti nello stesso caso con l'uno o con l'altro programma sono stati: DRF = 0.6 nelle analisi della diga D1 e DRF = 0.8 per la diga più grande.

Nelle figure seguenti sono mostrati per i punti più significativi delle dighe esaminate la variazione nel tempo delle accelerazioni e degli sforzi di taglio ed inoltre la distribuzione dei valori massimi di  $\tau$ ,  $\epsilon$  ed  $a$  in tutta la sezione della struttura, ottenuti per entrambi i terremoti prescelti.

La figura 3 mostra per l'accelerogramma di Pasadena, applicato alla base della diga D1, gli accelerogrammi calcolati nei punti A, B, C, D ed E indicati nella figura 2. L'accelerogramma del punto A è praticamente identico all'accelerogramma di partenza dato lo scarso spessore dei terreni alluvionali. È evidente che la diver-

sità tra i vari diagrammi è dovuta essenzialmente alla amplificazione delle accelerazioni che è massima alla sommità della diga (punto C).

Lo stesso accelerogramma posto alla base della diga D2 porta ai risultati mostrati in figura 4. Il valore di  $a_{max}$  è pari a 0.20 g nel punto A e pari a 0.48 g nel punto C. In questo caso

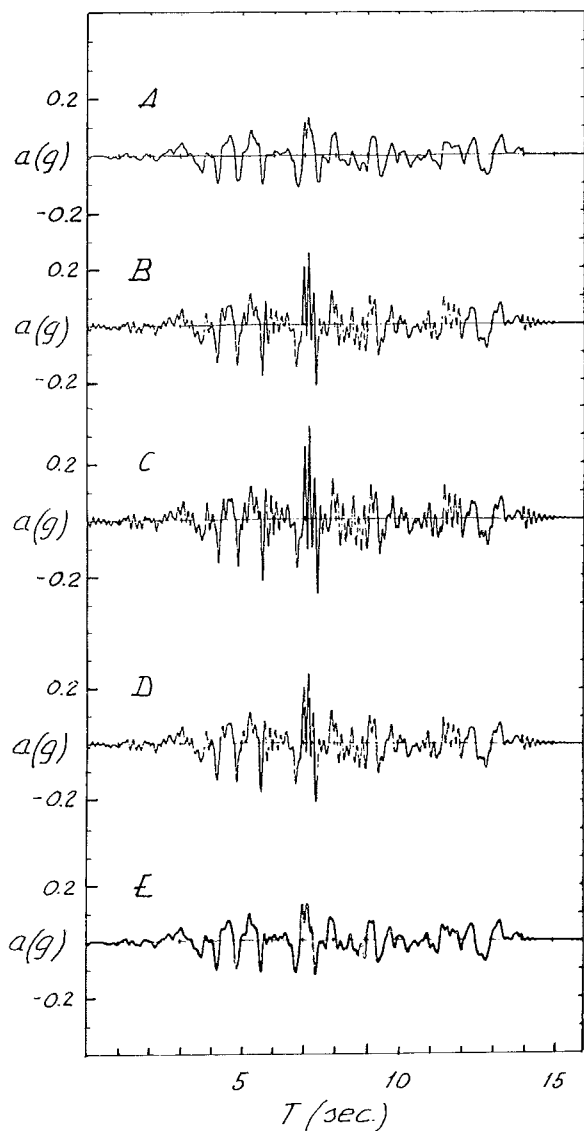


Fig. 3. - Accelerogrammi calcolati nei punti A, B, C, D ed E della diga D1 - Terremoto Pasadena ( $a_{max} = 0.12$  g).

oltre ad una elevata amplificazione delle accelerazioni si ha anche una evidente variazione della forma degli accelerogrammi dovuta alla quasi scomparsa del contenuto di frequenze più alte. Analogamente accade se l'accelerogramma di base viene portato ad una accelerazione massima pari a 0.22 g (Fig. 5). Infatti il valore di  $a_{max}$  del punto A è pari a 0.30 g e nel punto C è pari a 0.69 g.

Passando ora all'accelerogramma B2, si ha nel caso della diga più piccola (fig. 6) nel punto A sostanzialmente l'accelerogramma di partenza e nel punto C un notevole ampliamento delle accelerazioni ( $a_{max} = 0.63$  g) ed una lieve modifica del contenuto di frequenze. Mentre nel caso della diga più grande (fig. 7) si ha oltre all'aumento dei valori dell'accelerazione ( $a_{max} = 0.41$  g nel punto A e  $a_{max} = 0.51$  g nel punto C) anche una considerevole modifica del contenuto di frequenze.

Nelle figure 8 e 9 è riportata la distribuzione dei valori massimi dello sforzo di taglio rispettivamente nella diga piccola D1 ed in quella grande D2 avendo applicato alla base il terremoto di Pasadena con  $a_{max} = 0.12$  g. Questi va-

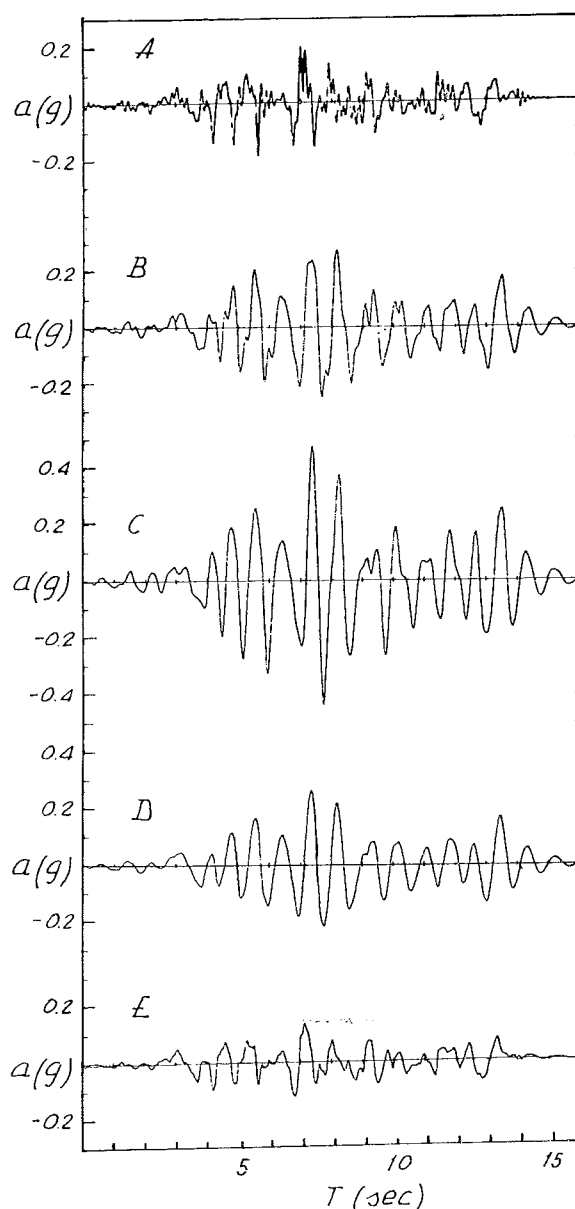


Fig. 4. - Accelerogrammi calcolati nei punti A, B, C, D ed E della diga D2 - Terremoto Pasadena ( $a_{max} = 0.12$  g).

lori sono raggiunti praticamente allo stesso tempo ( $t = 7$  sec.).

Gli sforzi di taglio sono nettamente maggiori nella diga più grande dove in alcune zone superano il valore di  $1.25 \text{ kg/cm}^2$  sia nella sabbia che nell'argilla.

Nella figura 10 è rappresentata la distribuzione dei valori massimi delle deformazioni di taglio della diga D2 per il terremoto di Pasadena con  $a_{\max} = 0.22 \text{ g}$ . Le deformazioni sono piuttosto elevate e si avvicinano in alcuni punti del nucleo al valore di 1% dove, come si vede dai grafici di figura 1, si ha una sostanziale riduzione di  $G$  rispetto ai valori massimi assunti per  $\epsilon = 3 \times 10^{-4}\%$ .

La figura 11 mostra la distribuzione dei valori massimi delle accelerazioni nella diga D2 sottoposta al terremoto B2. Tali valori sono raggiunti quasi ovunque al tempo  $t = 14$  sec. Si

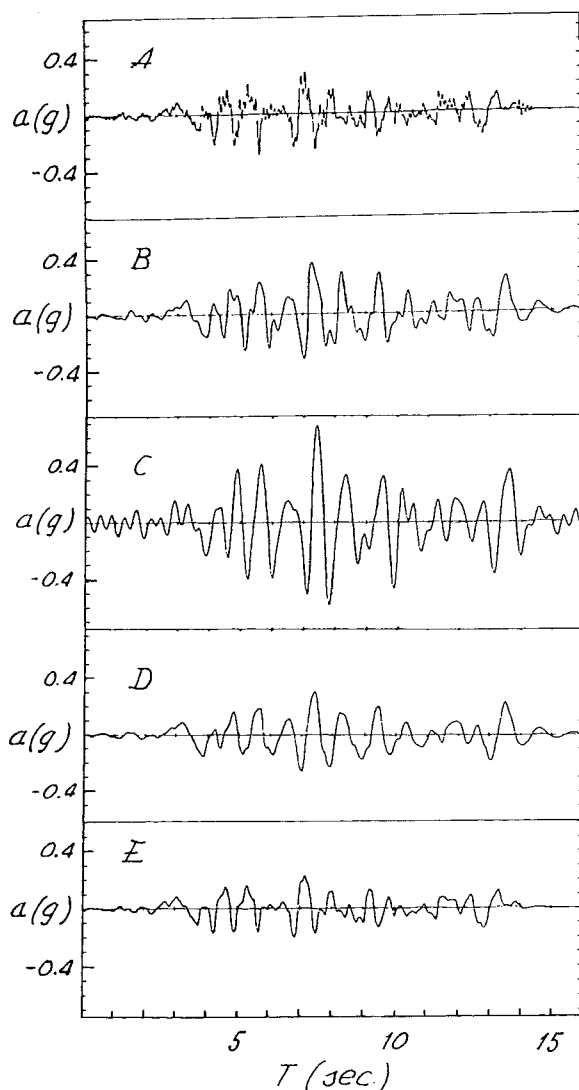


Fig. 5. - Accelerogrammi calcolati nei punti A, B, C, D ed E della diga D2 - Terremoto Pasadena ( $a_{\max} = 0.22 \text{ g}$ ).

riscontra un aumento graduale delle accelerazioni dalla base alla sommità della diga tranne che nella zona centrale inferiore dove si ha una diminuzione di circa il 20% di  $a_{\max}$  iniziale.

Nella figura 12 sono riportati i valori di  $G$ ,  $\alpha$ ,  $\epsilon_{\max}$ ,  $\tau_{\max}$  ed  $a_{\max}$  lungo un profilo quasi verticale passante per i punti C, D ed E situato interamente nel materiale sabbioso dei fianchi della diga (fig. 2). Il diagramma 1 si riferisce alla diga D2 ed al terremoto di Pasadena ( $a_{\max} = 0.22 \text{ g}$ ); il diagramma 2 si riferisce alla stessa diga ma al terremoto B2; il diagramma 3 si riferisce alla diga D1 ed al terremoto B2.

Nella diga maggiore i valori di  $\alpha$ ,  $a_{\max}$ ,  $\tau_{\max}$  ed  $\epsilon_{\max}$  sono più elevati per il sisma di Pasadena che per il sisma B2 pur avendosi lo stesso valore delle accelerazioni massime di partenza mentre i valori di  $G$ , che diminuiscono al crescere di  $\epsilon$ , sono ovviamente maggiori per il terremoto B2. Si può notare che  $G$  aumenta con la profondità in virtù dell'equazione (1) che lega il suo valore alla pressione media efficace.

Nella diga più piccola i valori di  $\tau_{\max}$  e  $\epsilon_{\max}$  sono molto inferiori a quelli nella diga maggiore mentre i valori di  $G$  sono nettamente più elevati.

Nella figura 13 sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni di taglio nel tempo in alcuni punti (fig. 2) della diga D1 sottoposta all'accelerogramma B2. I valori di  $\tau$  sono maggiori nella zona centrale più bassa della diga sia nella sabbia (punto 2) che nell'argilla (punto 3) rispetto al punto 1 più vicino alla scarpata della diga. Ciò che riveste maggiore importanza è però il fatto che i valori di  $\tau$  si mantengono elevati per più di 20 secondi e ciò potrebbe portare ad un notevole peggioramento delle caratteristiche di resistenza del terreno sia per la sabbia [SEED *et al.*, 1975] che per le argille [SEED e CHAN, 1966; CASTRO e CHRISTIAN, 1976]. Potrebbe quindi verificarsi una riduzione del fattore di sicurezza successivamente al terremoto tale da far considerare instabile la diga anche se la diga stessa rimanesse stabile durante il terremoto.

### Considerazioni finali

È stata effettuata l'analisi dinamica di due dighe in terra di diverse dimensioni sottoposte a terremoti di differenti caratteristiche. La distribuzione dei valori delle accelerazioni, delle deformazioni e delle sollecitazioni di taglio è stata calcolata con il metodo degli elementi finiti in

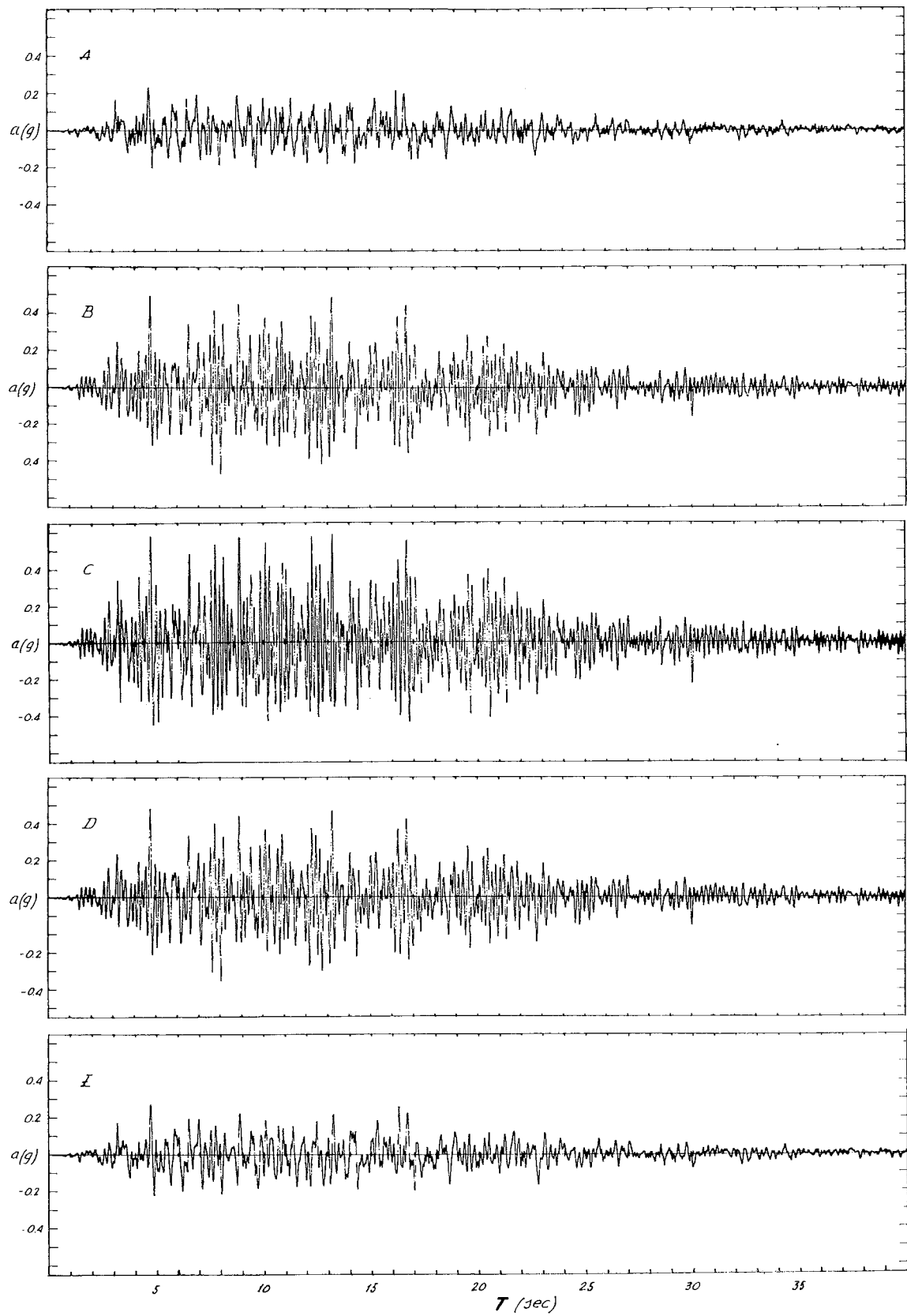


Fig. 6. - Accelerogrammi calcolati nei punti A, B, C, D ed E della diga D1 - Terremoto B2 ( $a_{max} = 0.22$  g).

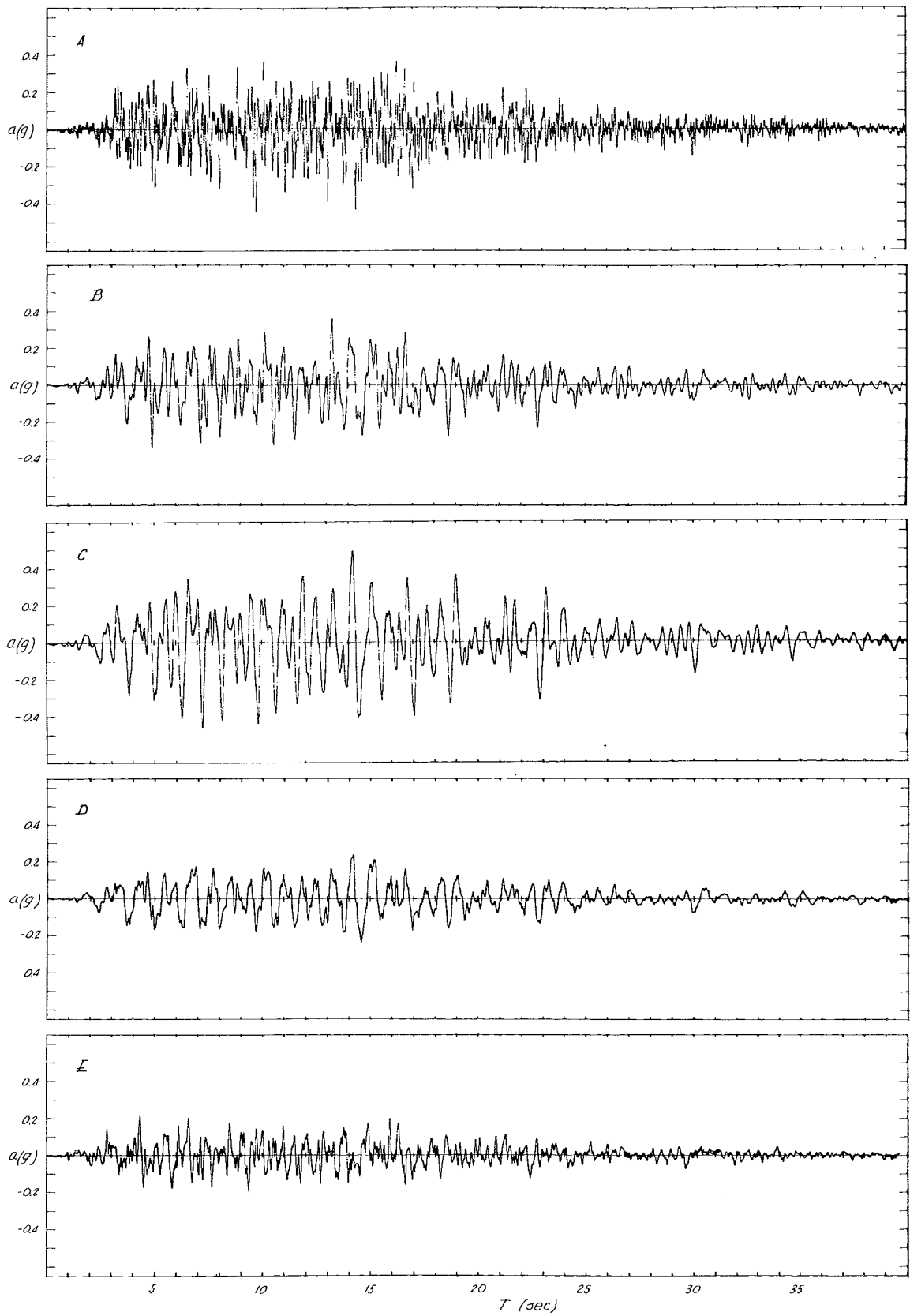


Fig. 7. - Accelerogrammi calcolati nei punti A, B, C, D ed E della diga D2 - Terremoto B2 ( $a_{max} = 0.22$  g).

regime dinamico considerando il comportamento non lineare dei terreni costituenti la diga.

Si è determinata nei casi esaminati una notevole amplificazione delle accelerazioni nella zona alta delle dighe. Le sollecitazioni di taglio nella diga di dimensioni maggiori raggiungono valori piuttosto alti sia nell'argilla del nucleo che nella sabbia dei fianchi anche per terremoti aventi accelerazione massima abbastanza modesta.

I diagrammi delle sollecitazioni di taglio riportati in figura 13 mostrano che tali sollecita-

zioni oscillano tra valori piuttosto elevati per un intervallo di tempo superiore ai 20 sec. Le caratteristiche di resistenza dei terreni potrebbero in questo caso subire una sensibile diminuzione.

In base a tali osservazioni, si ritiene che, questo tipo di analisi è necessario per poter valutare correttamente la stabilità di dighe in terra sottoposte a carichi dinamici, sia nel caso in cui si voglia usare il metodo pseudostatico modificato poi da SEED e MARTIN [1966] sia che si voglia usare il metodo di stabilità dinamico svi-

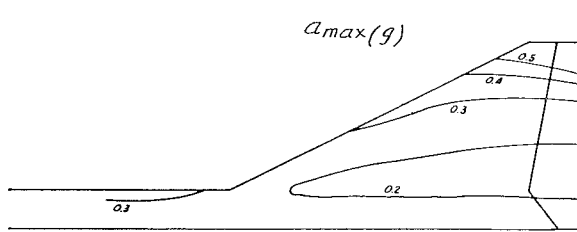


Fig. 8. - Distribuzione dei valori delle sollecitazioni massime di taglio nella diga D1 - Terremoto Pasadena ( $a_{max} = 0.12$  g) ( $t = 7$  sec).

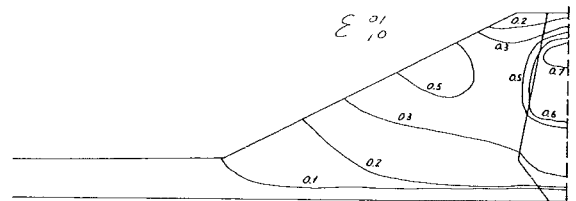


Fig. 10. - Distribuzione delle deformazioni massime di taglio nella diga D2 - Terremoto Pasadena ( $a_{max} = 0.22$  g) ( $t = 7$  sec).

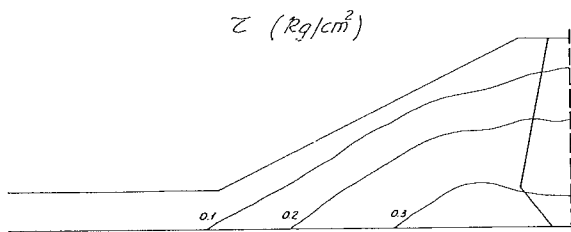


Fig. 9. - Distribuzione delle sollecitazioni massime di taglio nella diga D2 - Terremoto Pasadena ( $a_{max} = 0.12$  g) ( $t = 7$  sec).

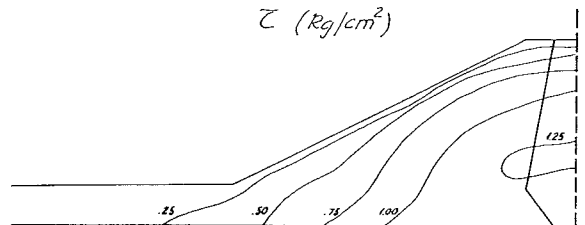


Fig. 11. - Distribuzione dei valori massimi delle accelerazioni della diga D2 - Terremoto B2 ( $a_{max} = 0.22$  g) ( $t = 14$  sec).

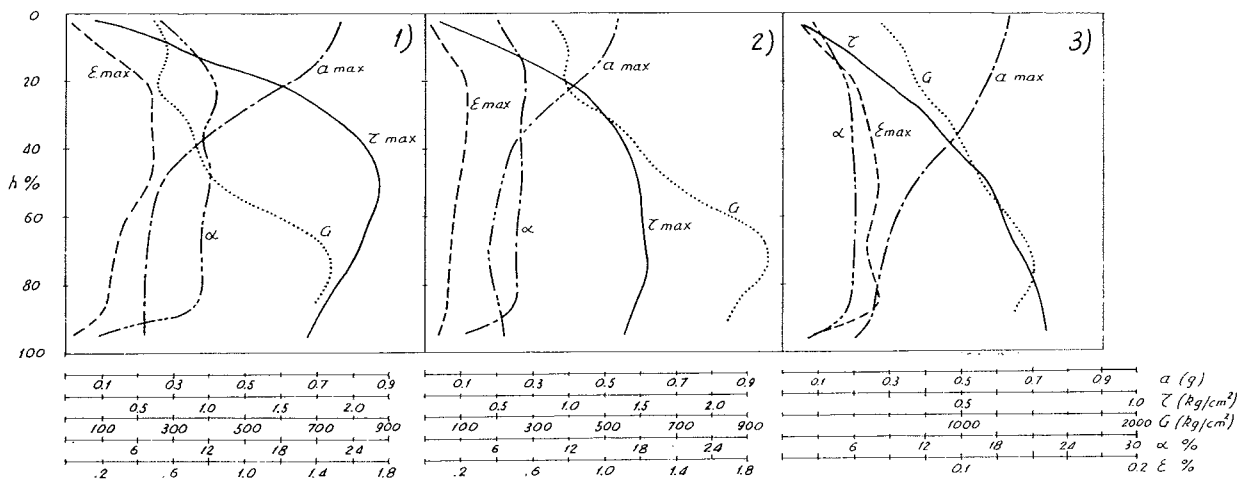


Fig. 12. - Andamento dei valori di  $G$ ,  $\alpha$ ,  $\epsilon_{max}$ ,  $\tau_{max}$  ed  $a_{max}$  lungo il profilo passante per C, D ed E:

- 1) diga D2; Terremoto Pasadena ( $a_{max} = 0.22$  g).
- 2) diga D2; Terremoto B2 ( $a_{max} = 0.22$  g).
- 3) diga D1; Terremoto B2 ( $a_{max} = 0.22$  g).



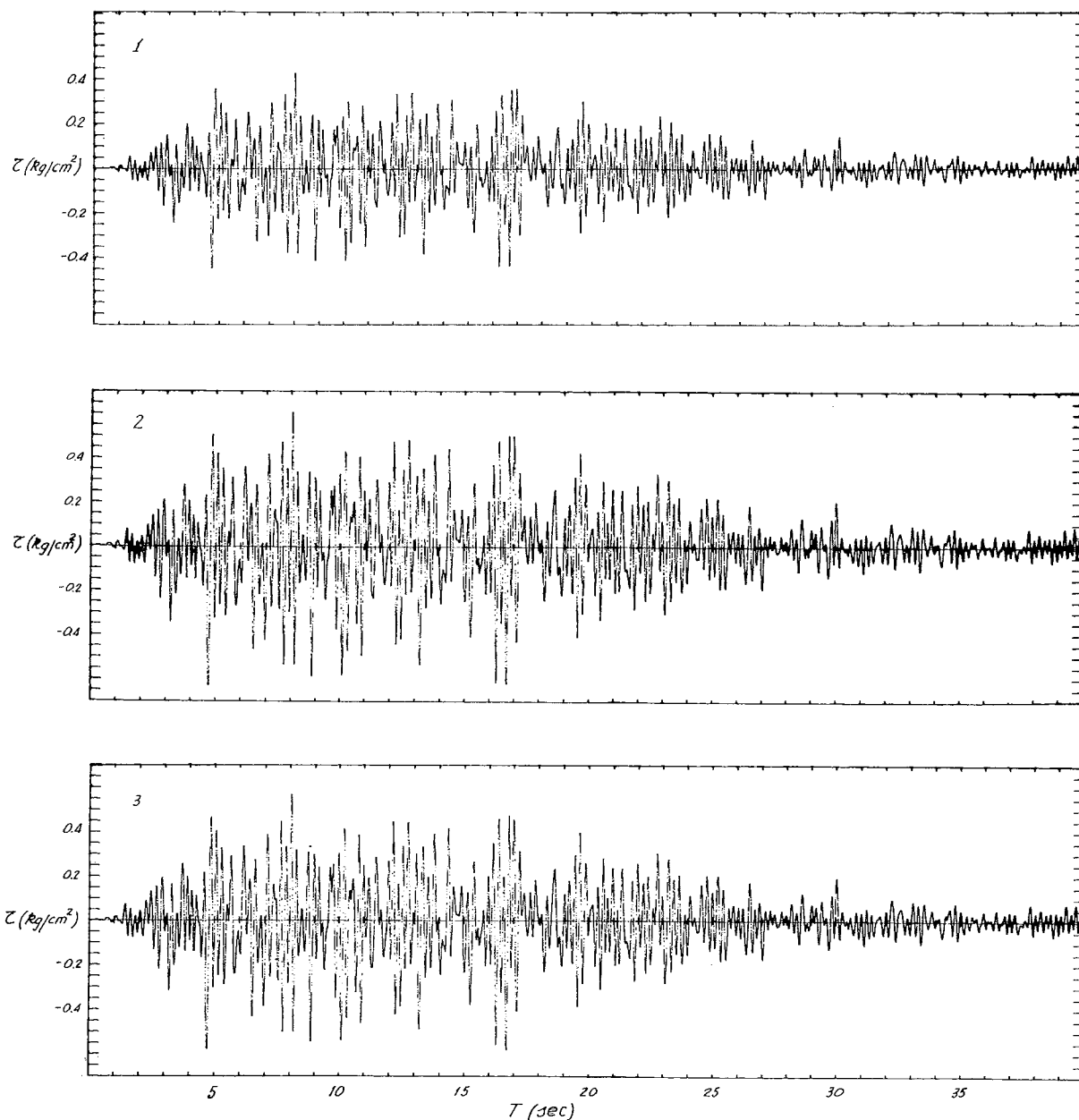


Fig. 13. - Diagrammi delle sollecitazioni di taglio nel tempo nei punti 1, 2, 3 della diga D1 - Terremoto B2 ( $a_{max} = 0.22$  g).

luppato più recentemente dai ricercatori di Berkeley.

Infatti nel primo caso per il calcolo di stabilità è necessario conoscere la distribuzione delle accelerazioni massime per poter valutare i valori del coefficiente sismico e il livello delle sollecitazioni di taglio per poter valutare la resistenza dinamica dei materiali della diga lungo la superficie critica di scorrimento prescelta per la analisi.

Nel secondo metodo il fattore di sicurezza è valutato sottoponendo in laboratorio campioni rappresentativi degli elementi di terreno più sollecitati della diga a diagrammi di sollecita-

zione di taglio equivalente a quelli determinati con l'analisi dinamica.

Infine è necessario valutare la stabilità statica della diga in tempi successivi al terremoto sulla base della resistenza residua statica dei terreni sottoposti in precedenza alle sollecitazioni dinamiche sopra descritte.

#### BIBLIOGRAFIA

CASTRO G., CHRISTIAN J.T. (1976) - *Shear Strength of Soils and Cyclic Loading*. J. of Geotech. Engineer. Div., ASCE, Vol. 102, No. GT9.

CLOUGH G. W., DUNCAN J. M. (1969) - *Finite Element Analysis of Port Allen and Old River Locks*. Report No. TE-69-3 to US Army Engineers, Waterways Experimental Station, Vicksburg.

GORDON B. B., DAYTON D. J., SADIGH K. (1974) - *Seismic Stability of Upper San Leandro Dam*. J. of Geotech. Engineer. Div., ASCE, Vol. 100, No. GT5.

HARDIN B. O., DRNEVICH V. P. (1972) - *Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equation and Curves*. J. of Soil Mechanics and Found. Div., ASCE, Vol. 98, No. SM7.

IDRISS I. M., LYSMER J., HWANG R., SEED H. B. (1973) - *QUAD4, a Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Elements*. Earthquake Engineer. Res. Ctr., Report EERC73-16, Univ. of Calif., Berkeley.

JENNINGS P. C., HOUSNER G. W., TSAI N. C. (1968) - *Simulated Earthquake Motions*. Earthquake Engineer. Res. Lab., Calif. Inst. Technology, Pasadena.

LEE K. L., CHAN K. (1972) - *Number of Equivalent Significant Cycles in Strong Motion Earthquakes*. Proc. Intern. Conf. on Microzonation, Seattle, Washington, Vol. 2.

LYMER J., UDAKA T., TSAI C. F., SEED H. B. (1975) - *FLUSH, a Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems*. Earthquake Engineer. Res. Ctr., Report EERC75-30, Univ. of Calif., Berkeley.

NEWMARK N. M. (1965) - *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*. Geotechnique, Vol. 5, No. 2.

RAMANUJAM N., HOLISH L. L., CHEN W. H. (1978) - *Post-Earthquake Stability Analysis of Earth Dams*. Proc. Earthquake Engineer. and Soil Dynamics Specialty Conference, ASCE, Pasadena.

SEED H. B. (1966) - *A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams*. J. of Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, Vol. 92, No. SM1.

SEED H. B., MARTIN G. R. (1966) - *The Seismic Coefficient in Earth Dam Design*. J. of Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, Vol. 92, No. SM3.

SEED H. B., LEE K. L., IDRISS J. M. (1969) - *Analysis of Sheffield Dam Failure*. J. of Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, Vol. 95, No. SM6.

SEED H. B., IDRISS J. M. (1970) - *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses*. Earthquake Engineer. Res. Ctr., Report EERC70-10, Univ. of Calif., Berkeley.

SEER H. B., LEE K. L., IDRISS I. M., MAKDISI F. (1973) - *Analysis of the Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of Feb. 9, 1971*. Earthquake Engineer. Res. Ctr., Report EERC-73-2, Univ. of Calif., Berkeley.

SEED H. B., IDRISS I. M., MAKDISI F., BANERJEE N. (1975) - *Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses*.

Earthquake Engineer. Res. Ctr., Report EERC75-29, Univ. of Calif., Berkeley.

## SUMMARY

### Dynamic Stability Analysis of Earth Dams

A finite element dynamic analysis of two earth dams of different size has been carried out (see fig. 2). Two input accelerograms with different characteristics were used: the N-S horizontal component of the Pasadena 1972 earthquake scaled to 0.12 g and the artificial accelerogram B2 obtained by JENNINGS *et al.* [1968] scaled to 0.22 g maximum acceleration. Both QUAD4 and FLUSH computer programs developed at Berkeley were used in the analysis. Shear modulus and damping coefficients of clay and sand are considered non linear and strain dependent [SEED e IDRISS, 1970] (fig. 1).

The analysis has shown that in the upper part of the dams acceleration values are rather high with an amplification factor of up to 3 (fig. 3-7). In the larger dams the high frequency content is very soon attenuated.

The maximum values of dynamic shear stress in a section of the dams are shown for two cases in figs. 8 and 9. Values of up to 1.25 kg/cm<sup>2</sup> are reached both in the clay and in the sand in the lower part of the larger dam for the B2 accelerogram.

The distribution of the maximum values of acceleration in the larger dam is shown in fig. 11 for the B2 accelerogram. The acceleration increases toward the top of the dam to a value of about 0.50 g.

The shear stress time-histories obtained at three points (1, 2 and 3 of fig. 2) inside the smaller dam for the B2 accelerogram are shown in fig. 13. The shear stresses reach peak values of up to 0.6 kg/cm<sup>2</sup> for a considerable number of times in more than 20 sec.

The results of the study confirm that reliable seismic stability computation should be based upon dynamic analyses of the type here presented in order to evaluate the shear stresses that may be induced in the soil during seismic loading [SEED *et al.*, 1973]. The results of suitable laboratory tests, in which the computed shear stress time histories are applied to representative soil sample, can give directly a good estimate of the safety factor pertaining to the dams during the design earthquake.

Adequate knowledge of the shear stress time history is also necessary to carry out a reliable post-earthquake stability analysis of earth dams. In fact, during the cyclic loading process, soils undergo repeated cyclic strains so that the static properties may be significantly smaller than the initial values. The residual static shear strength should therefore be determined again after having subjected the soil sample to the computed dynamic shear stresses due to the anticipated earthquake loading.