

Analisi di liquefazione: confronto tra due diverse metodologie

P. PAOLIANI, L. LOJELO *

SOMMARIO: Nell'ambito delle verifiche in campo sismico di impianti industriali ad alto rischio, assume una grande importanza l'analisi del potenziale di liquefazione quando i terreni di fondazione sono costituiti da sabbie sature poco adensate.

Nell'articolo sono presentati due diversi metodi per il calcolo dell'incremento delle pressioni interstiziali, generato dai carichi dinamici, che consentono l'analisi del fenomeno a due diversi livelli di valutazione: il primo si inserisce nel contesto delle analisi preliminari di localizzazione dell'impianto, mentre il secondo si affianca agli usuali strumenti di verifica progettuale. Come viene ampiamente discusso nel testo, entrambe le metodologie fanno riferimento a parametri determinabili mediante prove penetrometriche; ciò costituisce, ai fini applicativi, un aspetto molto importante in quanto è evitato il ricorso a prove cicliche di laboratorio su campioni « indisturbati » di terreno granulare.

Le due metodologie descritte sono state utilizzate per l'analisi di liquefazione di un deposito sabbioso saturo sia per la fase di studio preliminare, sia per la sistemazione finale del sito. Applicate alla stessa condizione di free-field i due diversi approcci al problema mostrano una buona concordanza nella valutazione degli incrementi di pressione interstiziale, garantendo così la necessaria continuità di giudizio dalla fase preliminare a quella finale.

1. Introduzione

L'insediamento di impianti industriali ad alto rischio in zone sismiche, comporta un attento esame dei problemi connessi con la stabilità dei terreni di fondazione al fine di garantire in ogni condizione adeguati margini di sicurezza.

Particolarmente importante è la valutazione del potenziale di liquefazione quando si è in presenza di depositi sabbiosi saturi: in questo caso la stabilità della fondazione è un problema da prendere in esame fin dagli studi di pianificazione territoriale e di localizzazione degli impianti, in quanto una tardiva definizione di tale aspetto potrebbe compromettere in maniera decisiva la fattibilità tecnico-economica dell'insediamento programmato. Successivamente, nella fase di progettazione dell'opera, l'eventuale ricorso a tecniche di stabilizzazione deve essere affiancato da uno studio approfondito in grado di valutare attentamente l'efficacia dell'intervento.

Occorre dunque avere a disposizione degli strumenti di analisi che ben si adattino ai diversi momenti decisionali e progettuali. Ad esempio metodologie semplificate, ma altamente affidabili in quanto basate su casi osservati di liquefazione, possono guidare la scelta del sito più idoneo per l'insediamento perché richiedono prove in sito adatte ad esplorare aree relativamente estese. Analisi più accurate, basate ad esempio sulla modellazione agli ele-

menti finiti del terreno e della struttura, possono invece risultare utili per una puntuale definizione dei margini di sicurezza e dell'efficacia degli interventi di stabilizzazione adottati.

In questo ambito si inseriscono le due metodologie di analisi nel seguito descritte: esse offrono la possibilità di analizzare con un diverso grado di dettaglio il fenomeno dell'incremento delle pressioni interstiziali Δu indotto dai carichi sismici, parametro questo di grande importanza non solo per la definizione della condizione di liquefazione, ma anche per la valutazione dei cedimenti del terreno dovuti al successivo fenomeno di consolidazione.

2. Metodo semplificato per il calcolo delle pressioni interstiziali

La resistenza a liquefazione del terreno, secondo quanto proposto in [SEED *et al.*, 1984], può essere determinata in funzione della magnitudo del terremoto, dei risultati delle prove penetrometriche e della percentuale di fino presente nel terreno, secondo l'espressione:

$$R(M) = \alpha R(7.5) \quad (1)$$

dove:

— $R(M)$ è la resistenza del terreno, per un numero di cicli equivalenti correlati alla magnitudo M , ed è definita dal rapporto tra la tensione media di taglio e la pressione verticale efficace $(0.65 \tau_{\max}^R / \sigma'_o)$;

* dott. ing. Paolo PAOLIANI, dott. ing. Leonardo LOJELO, ENEA-DISP, Roma.

— il coefficiente α è funzione della magnitudo del terremoto e può essere calcolato dalla relazione:

$$\alpha = \frac{(\tau/\tau_1)_{N_e}}{(\tau/\tau_1)_{N_e=15}} \quad (2)$$

essendo τ/τ_1 la resistenza a liquefazione per un numero di Cicli N_e , o magnitudo M corrispondente, normalizzata rispetto al valore di resistenza ad un ciclo, il cui andamento è mostrato in fig. 1 [SEED e IDRIS, 1982].

— $R(7.5)$ è la resistenza per magnitudo 7.5 ed è determinata dalla fig. 2 in funzione della percentuale di fino e dell'indice di resistenza del terreno $N_1(60)$:

$$N_1(60) = C_n \cdot N_{spt} \cdot ER/60 \quad (3)$$

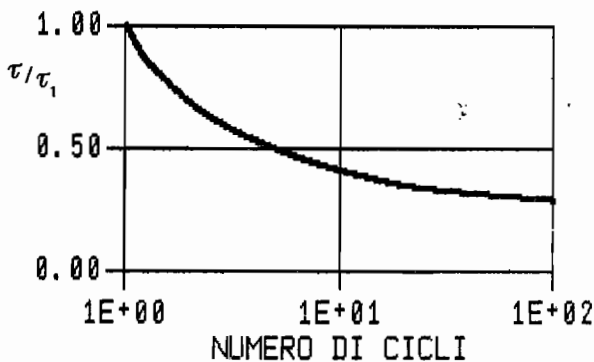


Fig. 1. - Relazione tra τ/τ_1 ed il numero di cicli necessario per avere liquefazione.

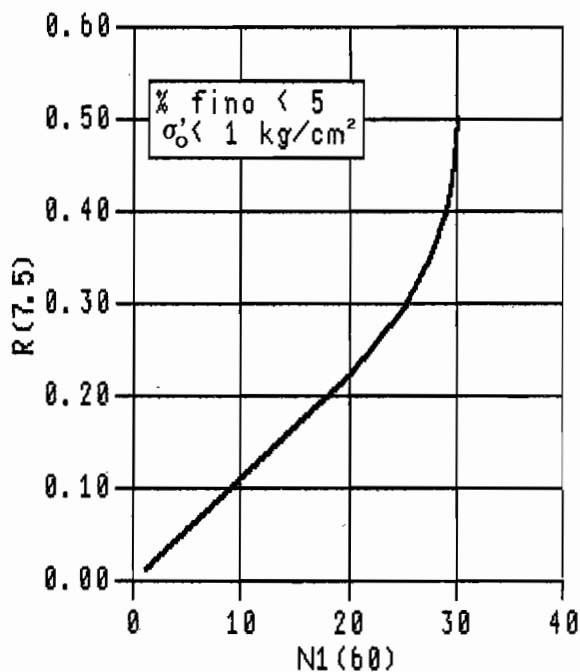


Fig. 2. - Relazione tra $R(7.5)$ ed $N_1(60)$ per sabbie pulite.

Nella (3) N_{spt} è il numero di colpi misurato durante la prova SPT, C_n è un coefficiente correttivo della pressione verticale efficace ed $ER/60$ è un coefficiente di normalizzazione dell'energia trasmessa alle aste. Si osserva dalla figura che per $N_1(60) < 25$ la relazione è pressoché lineare e vale:

$$R(7.5) = \frac{N_1(60)}{90} \quad (4)$$

La sollecitazione indotta dal terremoto può essere espressa da:

$$S = 0.65 \frac{\tau_{max}^S}{\sigma'_o} \quad (5)$$

τ_{max}^S è la tensione di taglio ciclica massima indotta dal terremoto, valutata da una analisi di deconvoluzione del moto lungo il profilo di terreno preso in considerazione [SCHNABEL *et al.*, 1972].

Se il coefficiente di sicurezza

$$F = \frac{R(M)}{S} \quad (6)$$

è maggiore di uno non si ha una condizione di « liquefazione iniziale » ($R_u = \Delta u/\sigma'_o = 100\%$), in quanto la sollecitazione S porta a liquefazione in un numero di cicli N_1 superiore a quello N_e indotto dal terremoto. Tuttavia potrebbero comunque svilupparsi nel terreno delle Δu , come mostrato dalla curva sperimentale di fig. 3 [DE ALBA *et al.*, 1976], pericolose per la stabilità dell'opera da realizzare. La sollecitazione sismica che induce per una asse-

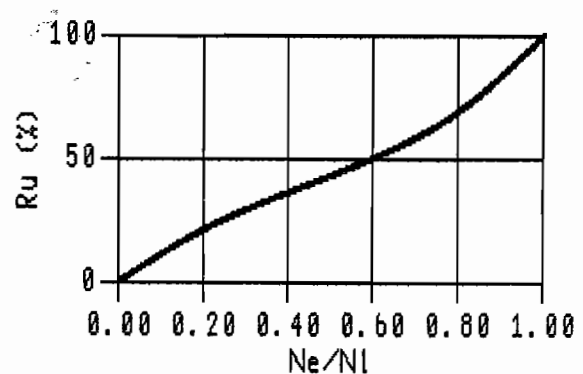


Fig. 3. - Valor medio dell'incremento della pressione interstiziale in prove cicliche di taglio.

gnata magnitudo un certo valore di R_u , compreso tra 0 e 100%, può essere espressa come:

$$S = \frac{R(M)}{F} = \alpha \frac{R(7.5)}{F} = \beta R(7.5) \quad (7)$$

Il coefficiente β può essere messo in relazione con l'incremento di pressione interstiziale attraverso le curve di fig. 1 e di fig. 3. In fig. 4 [LOJELO, 1984] è riportato l'andamento di R_u in funzione di β .

Dai valori di β di fig. 4 e dalla curva $R(7.5)$ di fig. 2 è possibile determinare le curve corrispondenti a dati valori di R_u e magnitudo. In particolare per $R_u = 100\%$ si ottengono le curve proposte da Seed, mentre per $R_u = 0$ le curve relative ai diversi valori di magnitudo vengono a coincidere in un'unica curva (fig. 5).

Lo stato di sollecitazione S_0 che definisce la condizione di « inizio incremento della pressione interstiziale » ($R_u = 0$) risulta indipendente dal numero di cicli N_e (o dalla magnitudo) del terremoto ed è una proprietà del terreno. Infatti S_0 dipende dal solo indice di resistenza $N_1(60)$:

$$S_0 = 0.7 \frac{N_1(60)}{90} \quad (N_1(60) < 25) \quad (8)$$

L'evolversi dell'incremento della pressione interstiziale e il suo valore finale è invece funzione del numero di cicli e quindi della magnitudo.

In base alle considerazioni sopra riportate, la procedura per determinare R_u si articola nei seguenti passi:

1) si determinano, attraverso una analisi di deconvoluzione del moto, le sollecitazioni S indotte dal sisma alle diverse profondità;

2) si valuta l'indice di resistenza $N_1(60)$ alle diverse profondità, in funzione dei risultati delle prove SPT, e si determina la resistenza $R(7.5)$ dal grafico di fig. 2.

3) si calcola il valore di β secondo l'espressione:

$$\beta = \frac{S}{R(7.5)} \quad (9)$$

se $\beta \leq 0.7$ si ha $R_u = 0$

4) se $\beta > 0.7$ si calcola il numero equivalente di cicli N_e di sollecitazioni uniformi di taglio indotte alle diverse profondità, secondo quanto suggerito in SEED *et al.* [1975], e si determina infine il valore di R_u dal grafico di fig. 4.

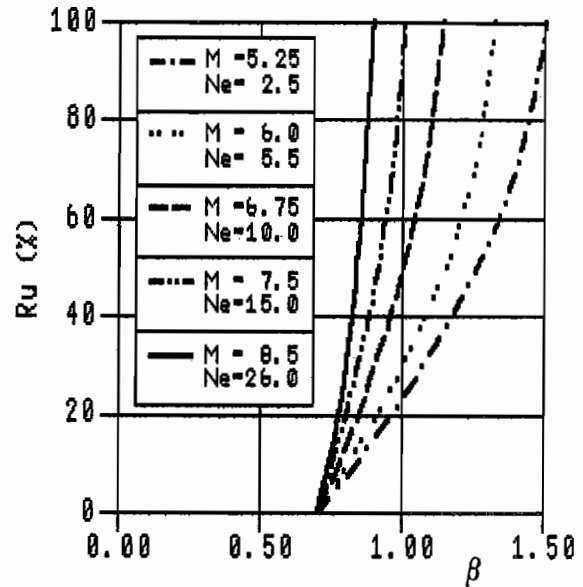


Fig. 4. - Relazione tra R_u e il coefficiente β per differenti valori del numero di cicli o della magnitudo.

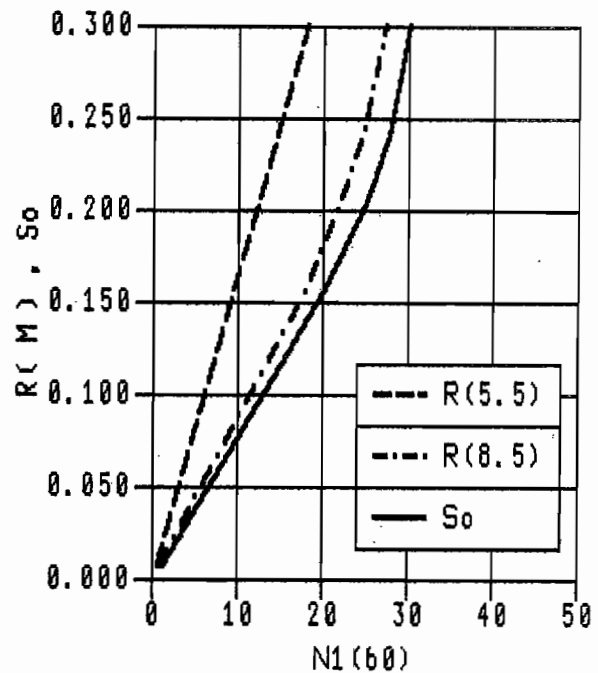


Fig. 5. - Confronto tra la condizione di liquefazione iniziale e la condizione di inizio incremento della pressione interstiziale.

TABELLA I
ACCELEROGRAMMI RAPPRESENTATIVI DELL'EVENTO ATTESO AL SITO

Stazione	Evento	Magnitudo	Distanza	Registrazione	PGA(g)
ELCENTRO	30.12.1934	6.5	32 km	B024SOUT	0.17
				B024WEST	0.18
OLYMPIA	29. 4.1965	6.5	38 km	B032S04E	0.16
				B032S86W	0.23
CIT(Mill)	9. 2.1971	6.4	34 km	G108N00E	0.21
				G108N90E	0.19

3. Metodo numerico per il calcolo delle pressioni interstiziali

Il calcolo delle pressioni interstiziali generate dai carichi sismici può anche essere eseguito estendendo al caso dinamico la ben nota equazione di Skempton [PAOLIANI, 1984]:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(t) (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (10)$$

Nella relazione precedente $A(t)$ è una funzione del tempo definita come:

$$A(t) = A0 + \frac{\theta(t)}{|\theta(t)|} A1 \quad (11)$$

dove $\theta(t)$ dipende dalla tensione tangenziale τ^s , dovuta ai carichi sismici, secondo l'espressione:

$$\theta(t) = \tau \frac{d\tau}{dt} \quad (12)$$

Il parametro $A0$ rappresenta il valore medio di $A(t)$ e può essere assunto pari al valore che A assume in campo statico. Il parametro $A1$ dipende dalla resistenza ciclica del terreno in esame e rappresenta la variazione di $A(t)$ nelle fasi di carico e scarico tensionale. Infatti in dipendenza della storia tensionale alla quale viene sottoposto il terreno, dalla formulazione (11) si ottengono i due seguenti valori di $A(t)$:

$$\text{in fase di carico: } A(t) = A0 + A1$$

$$\text{in fase di scarico: } A(t) = A0 - A1$$

Questo comportamento trova conferma nei risultati che si ottengono sperimentalmente attraverso le prove cicliche di laboratorio: da queste risulta infatti con evidenza che la causa del progressivo aumento delle Δu è imputabile principalmente alle differenti variazioni di vo-

lume che il campione di terreno manifesta durante le fasi di carico e scarico tensionale.

Rispetto ad altri modelli di calcolo delle pressioni interstiziali generate dai carichi dinamici [MARTIN *et al.*, 1975; DIKMEN e GHA-BOUSSI, 1984], la formulazione (10) presenta un indubbio vantaggio nelle pratiche applicazioni in quanto è richiesta la determinazione sperimentale del solo parametro $A1$ [PAOLIANI, 1985]. Questo può calcolarsi dalla relazione:

$$A1 = (8 \cdot Ne \cdot R(M))^{-1} \quad (13)$$

dove $R(M)$ è la resistenza ciclica del terreno per un numero di cicli pari a Ne .

Come già visto la resistenza $R(M)$ può essere determinata oltre che da prove cicliche di laboratorio anche dalle prove penetrometriche. È quindi possibile evitare le difficoltà insite nel campionamento dei terreni sabbiosi, essendo le prove penetrometriche in grado di fornire le necessarie informazioni sulle caratteristiche di resistenza ciclica dei terreni.

È infine da sottolineare che la metodologia si presta con relativa facilità ad essere trattata per via numerica, ad esempio con il metodo degli elementi finiti, ed alcune preliminari analisi hanno mostrato un buon accordo dei risultati con alcuni dati ottenuti per via sperimentale [PAOLIANI, 1985].

Un simile approccio rende dunque possibile l'esame di problemi di ingegneria più complessi del semplice schema di terreno in condizioni di free-field, potendo trattare modelli a geometria piana e tridimensionale senza richiedere oneri di calcolo eccessivamente elevati.

4. Analisi di liquefazione di un deposito sabbioso saturo

Si voglia esaminare il potenziale di liquefazione di un deposito di terreno sabbioso sa-

turo a fronte di un ipotetico evento sismico di magnitudo $M = 6.5$ con epicentro a distanza di circa 30 km dal sito in esame. Tale analisi può essere eseguita se è disponibile tanto una adeguata caratterizzazione geotecnica del sito, quanto una accurata definizione del moto vibratorio in termini ingegneristici. Esulando quest'ultimo aspetto dalle presenti considerazioni, si fa qui l'ipotesi che i 6 accelerogrammi indicati nella tab. I siano rappresentativi dell'evento sismico atteso al sito.

La profondità del deposito è di 40 m ed è costituito essenzialmente da sabbie monogranulari di caratteristiche omogenee (peso di volume 2.0 t/m^3 e velocità delle onde di taglio 300 m/s).

Valutazione della resistenza ciclica

La resistenza che il terreno offre ai carichi ciclici è stata determinata mediante prove penetrometriche condotte in sito e da prove eseguite in laboratorio.

Le indagini di campagna hanno fornito valori della resistenza penetrometrica N_{spt} tali che, apportando le correzioni relative alle condizioni di prova secondo quanto indicato nella (3), si ottiene un valore di $N_1(60)$ costante con la profondità e pari a 17. Da questo è possibile ricavare, tramite la (1) e il diagramma di fig 2, la resistenza ciclica $R(6.5)$ del terreno in condizioni litostatiche ($K = K_0$).

Le prove triassiali cicliche condotte in laboratorio su campioni « indisturbati », isotropicamente consolidati, hanno consentito ulteriori determinazioni della resistenza ciclica del materiale.

È di un certo interesse il confronto tra i due insiemi di dati, prove penetrometriche in sito e prove cicliche di laboratorio, in quanto il primo non è affetto dai macroscopici errori di prova risultanti dalle tecniche di campionamento, mentre il secondo rappresenta una simulazione fedele, anche se in piccola scala e con le dovute distinzioni, di una sollecitazione sismica agente sul terreno. Per operare il confronto si rende dapprima necessario riportare i valori di resistenza, ottenuti dalle prove cicliche in condizioni diverse da quelle litostatiche, alla condizione di sito tramite la relazione [FINN, 1970]:

$$R_{field} = R_{lab} Cr \quad Cr = (1 + K_0)/2$$

Così ricondotti a valori tra loro omogenei, i due insiemi di dati sono riportati nella fig. 6; dall'esame della figura si può facilmente notare che i valori desunti dalle prove SPT si collocano in posizione mediana rispetto ai dati ricavati in laboratorio. Questo fatto conferma l'efficacia delle prove penetrometriche nella misura, sia pure indiretta, della resistenza ciclica soprattutto quando le misure di laboratorio presentano un ampio campo di dispersione, che spesso è dovuto proprio alle difficoltà insite nel campionamento.

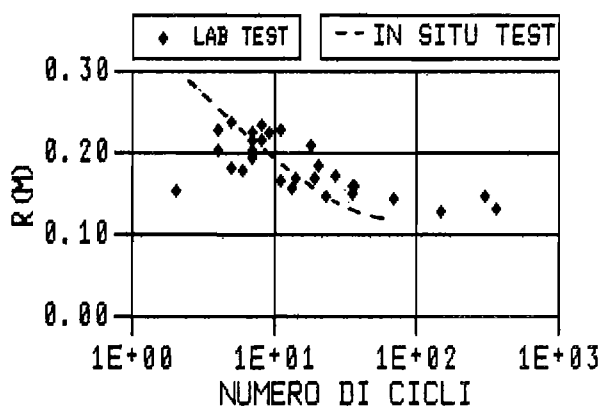


Fig. 6. - Confronto tra resistenza ciclica da prove di laboratorio e da prove in sito.

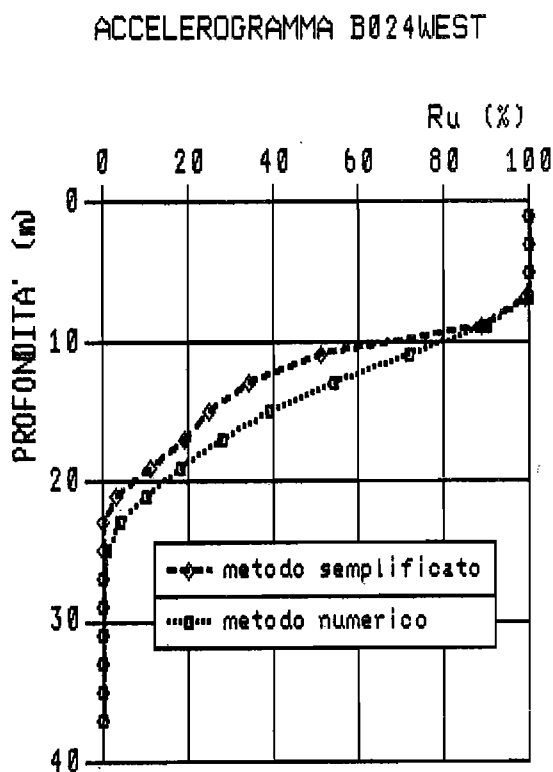


Fig. 7. - Valori calcolati di R_u per la condizione di free-field.

ANALISI DI FREE-FIELD
ACCELEROGRAMMA B024WEST

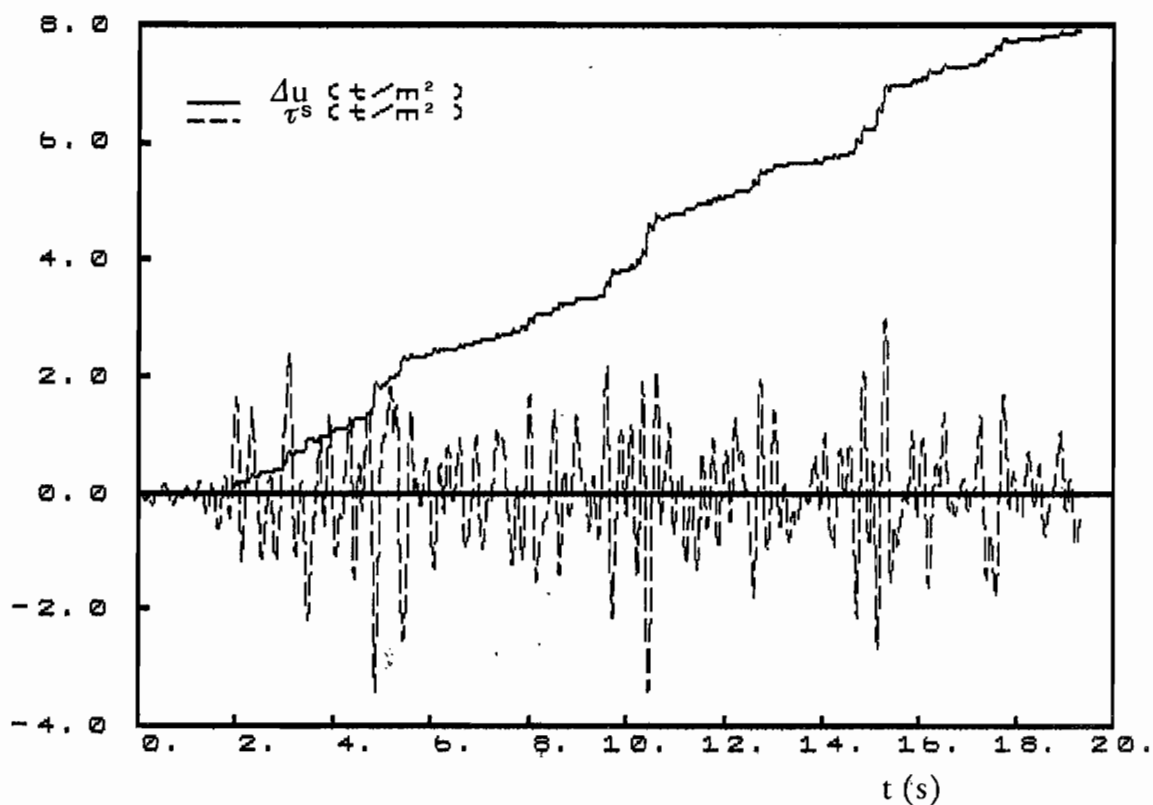


Fig. 8. - Andamento nel tempo della tensione tangenziale e dell'incremento di pressione interstiziale alla profondità di 10 m.

(a) metodo semplificato

(b) metodo numerico

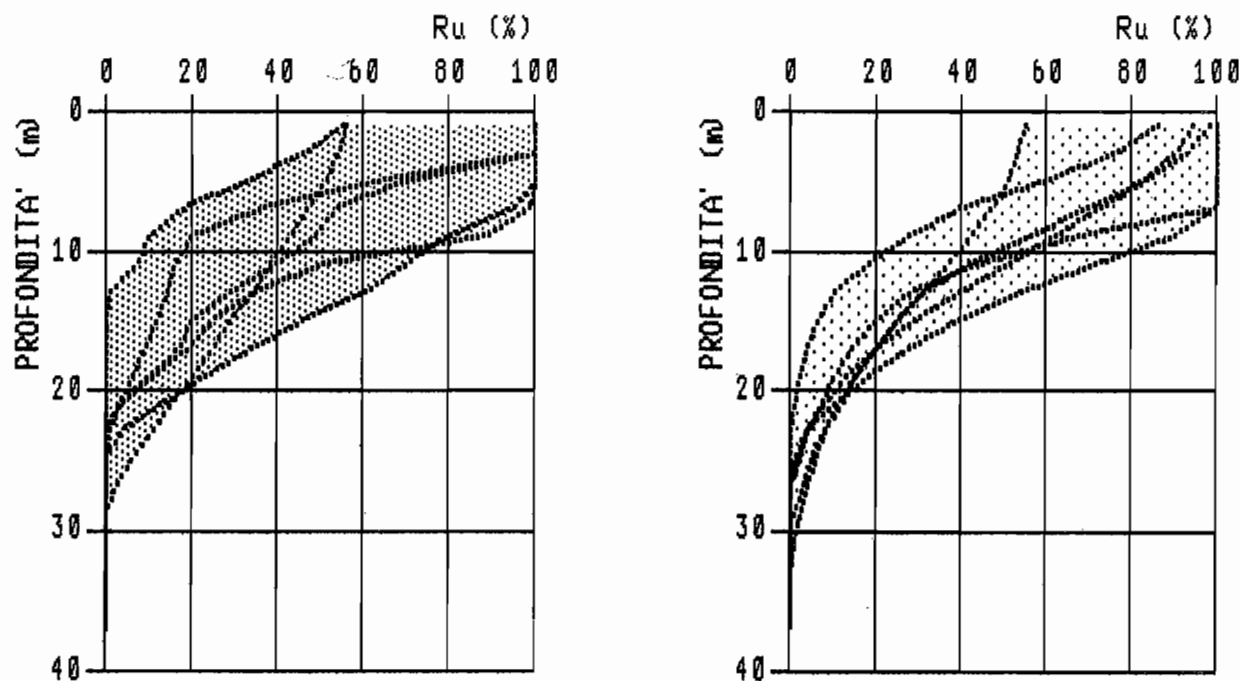


Fig. 9. - Confronto, per la condizione di free-field, degli Ru calcolati con gli accelerogrammi di tab. I.

Potenziale di liquefazione

Come esposto nei precedenti paragrafi la valutazione dello sviluppo di pressioni interstiziali nel profilo di terreno esaminato, una volta conosciuta la resistenza ciclica, può essere effettuata sia in base ad una procedura semplificata, sia ricorrendo ad una modellazione numerica del fenomeno.

Nella fig. 7 è riportato l'andamento di R_u calcolato con le due diverse metodologie per la componente WEST della registrazione B024. I risultati presentano un buon accordo tanto nell'andamento di R_u con la profondità, quanto nei valori massimi calcolati.

Nella fig. 8 sono riportati gli andamenti nel tempo della pressione interstiziale e della tensione tangenziale calcolate con il modello FEM ad una profondità di 10 m dal p.c. Si può osservare come lo sviluppo della Δu avviene principalmente in corrispondenza degli elevati valori di picco della τ , mentre i cicli di minore intensità danno un contributo modesto all'incremento delle pressioni. Ciò concorda con l'osservazione sperimentale del fenomeno, che ha mostrato l'esistenza di un valore di soglia della sollecitazione, definito in precedenza S_0 , al di sotto del quale non viene attivato il meccanismo di incremento delle pressioni [DOBRY, 1981].

Nelle figure 9 (a) e (b) è riportato l'involuppo dei valori di R_u calcolati, per le condizioni di free-field, con le due metodologie utilizzando l'insieme dei sei accelerogrammi della tab. I. Entrambi i risultati mostrano che al disopra dei 10 m si può raggiungere la condizione di liquefazione iniziale e che solo al disotto dei 25 m l'incremento delle Δu diventa minore del 10% della tensione efficace verticale litostatica.

La modellazione agli elementi finiti consente inoltre la valutazione dell'efficacia degli interventi volti a scongiurare il pericolo di liquefazione degli strati superiori del deposito. Si prenda ad esempio la costruzione al disopra del p.c. di un rilevato di estensione indefinita e di altezza pari a 10 m: questo è in grado di limitare il valore del rapporto di sollecitazione S , e quindi delle Δu , sia per un effetto puramente statico, legato all'aumento di tensione verticale, sia per un effetto dinamico dovuto alla massa stessa del rilevato che contiene lo sviluppo delle tensioni tangenziali in prossimità della superficie del deposito. La valutazione in termini quantitativi di questi effetti può essere fatta con il modello FEM: nella

fig. 10 sono riportati i valori di R_u calcolati in questa condizione per lo stesso input sismico assegnato alla condizione di free-field. Si noti come le Δu si mantengono pressoché ovunque al disotto del 20% della σ'_v .

Si è infine esaminato il comportamento di una struttura rigida fondata sul deposito sabbioso, in presenza di un rilevato di altezza variabile da 0 a 10 m. Nella fig. 11 sono riportati i risultati, espressi sempre in termini di R_u , di un'analisi dinamica in condizioni di geometria piana per l'accelerogramma B024WEST. Anche in questo caso si può notare la considerevole diminuzione delle Δu dovuta alla presenza delle masse in superficie. Infatti dalla situazione di liquefazione iniziale che si verifica nella zona del modello in condizioni di free-field, si passa ai modesti valori di R_u , inferiori al 20%, al disotto del rilevato e ai valori praticamente nulli al disotto della struttura.

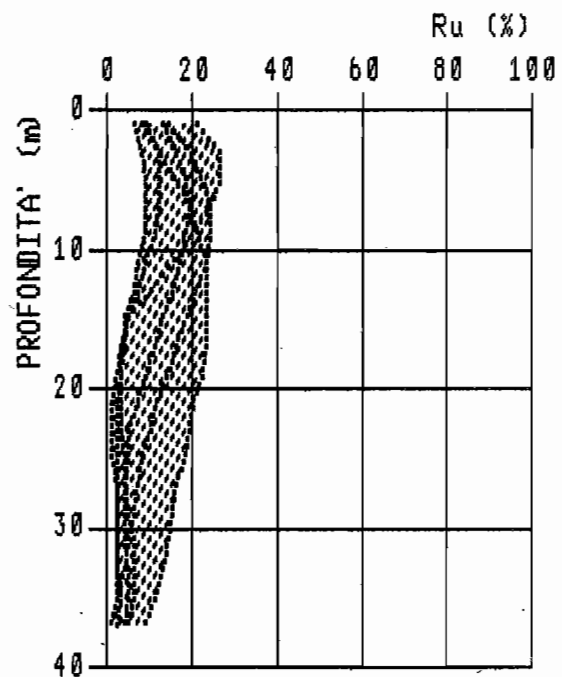


Fig. 10. - Effetto del rilievo $H = 10$ m sull'andamento di R_u .

5. Conclusioni

Sono state presentate due differenti metodologie per l'analisi del potenziale di liquefazione di un deposito di terreno sabbioso saturo. La prima ben si adatta ad analisi di free-field e permette di esaminare diverse possibilità di localizzazione dell'impianto all'interno di aree relativamente estese. L'altra risulta in-

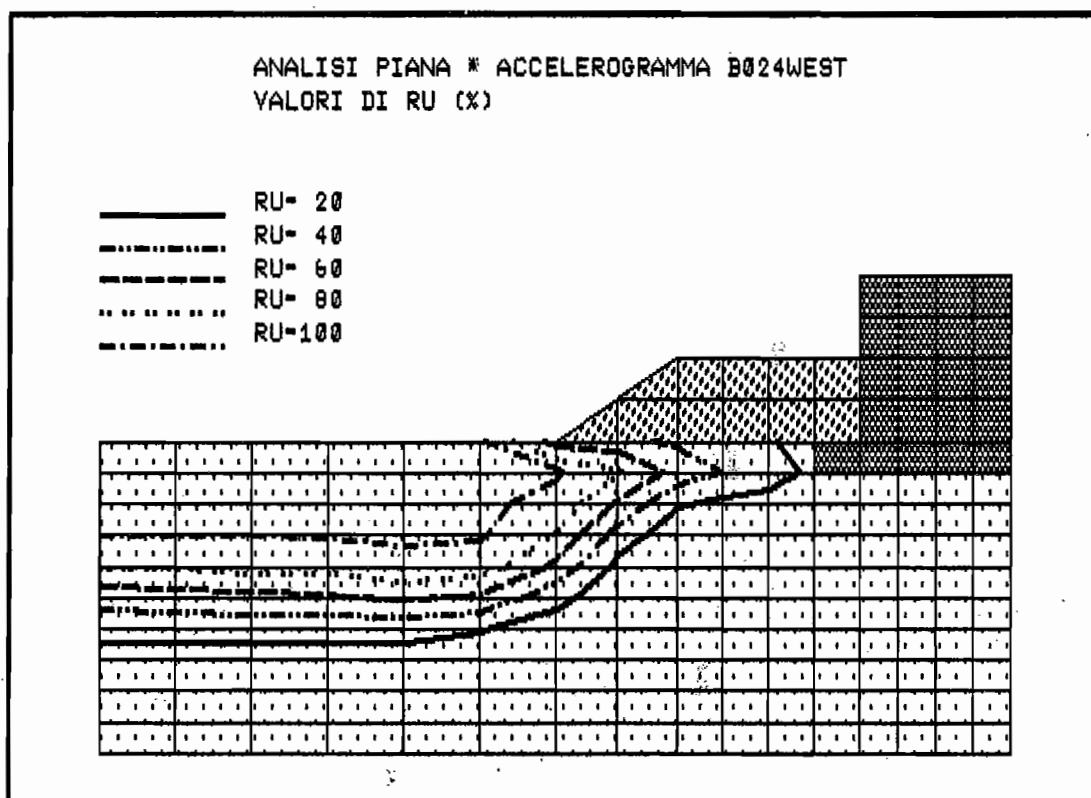


Fig. 11. - Andamento di Ru per il modello di calcolo 2D.

vece di particolare interesse nella fase progettuale più avanzata, quando il livello di caratterizzazione dei terreni di fondazione e il grado di definizione dell'impianto sono sufficientemente adeguati ad un esame di dettaglio.

I due diversi approcci al problema, applicati alla stessa condizione di free-field, hanno mostrato un ottimo accordo nella determinazione della pressione interstiziale, garantendo continuità tra le valutazioni preliminari di localizzazione e le analisi puntuali di progettazione.

BIBLIOGRAFIA

- DE ALBA P., SEED H. B. and CHAN C. K. (1976) - *Sand liquefaction in large scale simple shear tests*. Journ. of Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 102, No. 9, Sept. 1976.
- DIKMEH S. U. and CHABOUSSI J. (1984) - *Effective stress analysis of seismic response and liquefaction: theory*. Journ. of Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 110 No. 5, May 1984.
- DOBRY R., STOKOE II K. H., LADD R. S. and YOUND T. L. (1981) - *Liquefaction susceptibility from S-Wave velocity*. In Situ Testing to Eval. Liq. Susc., ASCE Nat. Conv., St. Louis, MI, Oct. 1981.
- FINN W. D., BRANSBY P. L. and PICKERING D. J. (1970) - *Effect of strain history on liquefaction of sands*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM6, pp. 1917-1934.
- LOBELO L. (1984) - *Margini di sicurezza nella valutazione del potenziale di liquefazione da dati osservati in situ durante*

rante passati terremoti. Atti, Convegno Nazionale Ingegneria Sismica in Italia, Rapallo.

- MARTIN G. P., FINN W. D. L. and SEED H. B. (1975) - *Fundamental of liquefaction under cyclic loading*. Journ. of Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 101, No. 5, May 1975.
- PAOLIANI P. (1984) - *Un modello per l'analisi della liquefazione dei terreni*. Riv. It. di Geot., n. 2, apr-giugno 1984.
- PAOLIANI P. (1985) - *A method for evaluating pore pressure rise during dynamic loading of sands*. 2nd Int. Conf. on Soil Dynamics & Earth. Eng.
- 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*. Rep. N. UBC/EERC-75/29, Earthq. Eng. Res. Center, Un. of Cal., Berkeley.
- SEED H. B. and IDRIS I. M. (1982) - *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*. Monograph n. 5, Monograph Series, Earthquake Engr. Res. Inst., Berkeley, California.
- SEED H. B., TOKIMATSU K., HARDER L. F. and CHUNG R. M. (1984) - *The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*. Report. n. UBC/EERC-84/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- SCHNABEL P. B., LYSMER J. and SEED H. B. (1972) - *SHAKE-A computer program for earthquake response of horizontally layered sites*. California Univ., Berkeley, rept; n. EERC 72-12.

SUMMARY

Liquefaction analysis: a comparison between two different approaches

Safety against liquefaction is the most important analysis in the seismic hazard evaluation of a sandy site. The

Seed procedure [SEED and IDRIS, 1982] constitutes a landmark in the quantitative assessment of the liquefaction potential and provides against unsuitable siting of industrial plants. The procedure is based on observed case-histories and compares, at any depth, the cyclic strength of the soil with the shear stress induced by the earthquake.

The strength, for a given magnitude M , is defined by the stress ratio $R(M)$, that is a function of the strength for $M = 7.5$ and of a parameter α (2) (fig. 1), as stated in (1). The $R(7.5)$ value depends on the results of SPT, corrected for test procedures (factor ER) and vertical effective stress (factor Cn), as expressed in (3) and (4).

The shear stress induced by the earthquake may be computed by a deconvolution analysis [SCHNABEL *et al.*, 1972] of the selected ground motion and expressed again in terms of stress ratio (5).

So it is possible to find, at any depth, the safety factor as defined in (6) and if $F \leq 1$ a liquefaction condition may occur in the site for the selected earthquake. On the contrary, if we have $F > 1$ at any depth, the site does not reach a liquefaction condition.

Nevertheless it may happen that high pore pressures develop in the soil and in paragraph 2 a simplified procedure for R_u assessment is presented [LOJELO, 1984]. The key parameter is the ratio $\beta = \alpha/F$ (7), which allows to

assess the R_u values by means of the curves of fig. 4. The particular condition $R_u = 0$ depends only by the soil strength as expressed in (8).

Dealing with site condition that does not match with a simple soil profile, or when techniques of soil improvement have to be modelled, it is well worth analysing the problem by means of the procedure described in paragraph 3 [PAOLIANI, 1985]. As in the previous one, this method is based on the results of SPT for the determination of the cyclic soil strength. The method can be easily coded in existing FEM programs, providing efficient evaluation of the parameter R_u in 2D or 3D analyses.

Then paragraph 4 presents a comparison of the results obtained with both procedures for the evaluation of liquefaction potential of a sandy site. The cyclic strength of the soil is reported in fig. 6, while the ground motion is described by representative time histories recorded in similar site condition (tab. I). In fig. 9 are presented the R_u values computed, for the simple free-field condition, with the simplified procedures (a) and with a finite element model (b).

Finally the results of different site conditions are presented in the paper: the first represents the effect of a backfill 10 m high over the original ground level (fig. 10), while the second is a model of the final layout of the plant (fig. 11).