

Un modello per l'analisi della liquefazione dei terreni

P. PAOLIANI *

SOMMARIO: La liquefazione dei terreni sabbiosi saturi soggetti alle vibrazioni prodotte da terremoti è un fenomeno da tempo al centro dell'attenzione in numerosi centri di ricerca in tutto il mondo. Le indagini sperimentali e le elaborazioni teoriche più recenti hanno mostrato la possibilità di valutare e quantificare l'incremento di pressione interstiziale, che è la causa della perdita parziale o totale di resistenza del terreno, mediante modelli matematici semiempirici. Alcuni di questi modelli sono brevemente richiamati e commentati e nel far questo si è posto un particolare riguardo per l'impegno sperimentale conseguente alla pratica applicazione a problemi di ingegneria dell'uno o dell'altro modello. In generale si può affermare che in ogni caso è richiesta una intensa e sofisticata attività di laboratorio per la determinazione dei numerosi parametri e coefficienti empirici necessari alla simulazione analitica. Il modello proposto, che è in pratica una estensione al caso dinamico dell'equazione di Skempton, fa ricorso invece a parametri determinabili mediante prove dinamiche standard, che ne rendono in alcuni casi vantaggioso l'impiego rispetto ad altri metodi. Il confronto tra i risultati teorici e i dati sperimentali mostra una buona approssimazione delle pressioni interstiziali indotte sia da carichi dinamici ciclici sia da quelli rapidamente variabili in intensità e frequenza quali quelli sismici.

1. Introduzione

La liquefazione dei terreni dovuta a sollecitazioni dinamiche è un fenomeno che richiama alla mente le vistose manifestazioni di collasso registrate in occasione del terremoto di Niigata in Giappone o in quello di Anchorage in Alaska. Numerosi altri sono stati nel mondo i fenomeni di liquefazione che, pur non avendo raggiunto proporzioni di tale entità, hanno causato sempre notevoli danni. Nel caso del terremoto di S. Fernando in California del 1971, la liquefazione di alcuni strati della diga di S. Fernando ha rischiato di provocare una catastrofe senza precedenti [SEED *et al.*, 1973, 1975].

In Italia finora non sembrano essere imputabili alla liquefazione né danni alle strutture, né instabilità di pendii naturali o di dighe in materiali sciolti, neanche in occasione dei terremoti di elevata intensità e lunga durata. Ma che il nostro paese sia al riparo da questo fenomeno è una realtà tutta da verificare. Occorre infatti tener presente che solo recentemente in Italia, come nel resto del mondo, si sta diffondendo una cultura ed una conoscenza specifica del problema. È dunque possibile che in eventi passati tale fenomeno sia rimasto in ombra rispetto alle questioni riguardanti il comportamento dinamico delle strutture e delle opere di ingegneria. Inoltre, i recenti terremoti catastrofici (Belize, Friuli, Irpinia) hanno interessato aree in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione è relativamente modesta, essendo zone prevalentemente montuose. Tuttavia, proprio in occasione di questi terremoti sono

state rilevate tracce evidenti di liquefazione in alcune aree alluvionali [DA ROIT *et al.*, 1983].

Non esistono zone in cui, a priori, si può escludere il verificarsi del collasso parziale e totale dei terreni dovuto alla liquefazione. Tanto più che in Italia numerose sono le formazioni di terreni incoerenti suscettibili potenzialmente di liquefarsi, siano esse di origine fluviale, marina o vulcanica. Non solo dunque è possibile riscontrare tra i terreni di fondazione alcune di queste formazioni, ma l'operazione stessa di costruzione, modificando la situazione preesistente, può contribuire al determinarsi di situazioni di maggior pericolo: si pensi agli insediamenti industriali ed urbani, che possono sensibilmente variare il regime idrologico del sito, portando in condizioni di potenziale liquefazione strati di terreno che prima non erano affatto interessati dal fenomeno, o alla costruzione di dighe di sbarramento che alterano drasticamente il regime idraulico di interi bacini. Le costruzioni in terra, quali le dighe, se costruite senza appropriati accorgimenti, possono risentire della perdita di resistenza di alcuni dei materiali che le compongono se sollecitate dai carichi sismici.

Le catastrofi prima ricordate hanno indotto i paesi interessati a rivedere i criteri costruttivi meno discussi e ad emanare regolamenti in grado di prevenire, alla luce delle attuali conoscenze, il ripetersi di tali eventi.

Per quanto riguarda il nostro paese un segnale positivo, che fa sperare in una più giusta collocazione di questo problema nel panorama scientifico e tecnico italiano, è costituito dall'interesse ad esso rivolto, più o meno recentemente, sia dagli istituti di ricerca, sia dai mag-

* dott. ing. Paolo PAOLIANI - ENEA-DISP Roma.

giori committenti delle opere di ingegneria, sia dagli organismi istituzionali di controllo.

Caposaldo di questa nascente attività in Italia, è l'esperienza di altri paesi, soprattutto di quelli che hanno subito gli eventi traumatici prima ricordati, Stati Uniti e Giappone, esperienza di lunga data che ha suggerito l'adozione di nuovi criteri costruttivi e la codificazione di appropriate norme di sicurezza.

L'attività di ricerca internazionale ha fin qui chiuso una prima fase, volta a dare strumenti che consentissero ai progettisti una valutazione di massima del problema. In questo ambito sono stati messi a punto metodi essenzialmente empirici [KISHIDA, 1969 e 1970; OHSAKI, 1970] o semianalitici [SEED e IDRIS, 1967, 1971; LEE e CHAN, 1972], volti al fine di stabilire il potenziale di liquefazione dei depositi di terreni sabbiosi saturi.

Successivamente, ed è questa la fase tuttora in corso, la ricerca è rivolta ad un affinamento delle conoscenze dei meccanismi di sviluppo della liquefazione dei terreni, procedendo congiuntamente sui due fronti dell'indagine sperimentale e della ricerca teorica.

2. Le indagini sperimentali

Così come avviene in tutte le discipline saldamente ancorate alla sperimentazione, l'intero processo che conduce alla valutazione della sicurezza avrà un grado di affidabilità che dipende in varia misura sia dalle tecniche sperimentali adottate che dall'estensione al caso reale dei risultati ottenuti in laboratorio. Tra questi risultati quello che in misura maggiore e da lungo tempo ha suscitato l'interesse dei ricercatori sperimentali è il numero N di cicli che porta un terreno alla liquefazione. Confronti e correlazioni tra i risultati ottenuti in proposito hanno evidenziato quei parametri fisici e quei fattori sperimentali che realmente sono in grado di produrre sensibili variazioni di N [SEED *et al.*, 1966; CASTRO, 1969].

La relativa omogeneità dei risultati nella valutazione del potenziale di liquefazione trova riscontro anche sui risultati di prove in sito; in particolare per le prove SPT esiste una documentata attendibilità delle correlazioni empiriche proposte dai vari Autori [SEED, 1976].

Se invece delle prove di laboratorio si vogliono ricavare informazioni più dettagliate, utili per la modellazione del meccanismo di sviluppo delle pressioni interstiziali, allora è necessaria un'interpretazione molto attenta dei

risultati a causa tanto delle comprovate incertezze sperimentali, quanto delle limitate esperienze finora accumulate sull'argomento.

Ad esempio, all'aumentare del numero dei cicli, la pressione interstiziale mostra andamenti piuttosto diversi a seconda che si operi con un'apparecchiatura triassiale o di taglio. Si confrontino tra loro le curve riportate nelle figg. 1 e 2.

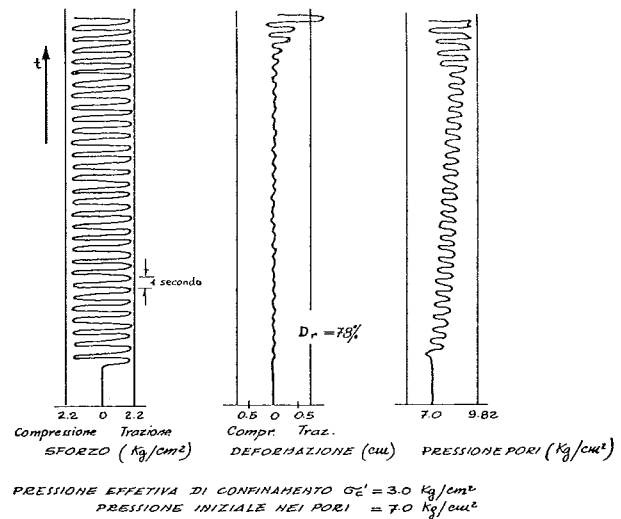


Fig. 1. - Prova triassiale ciclica [da FINN, 1969].

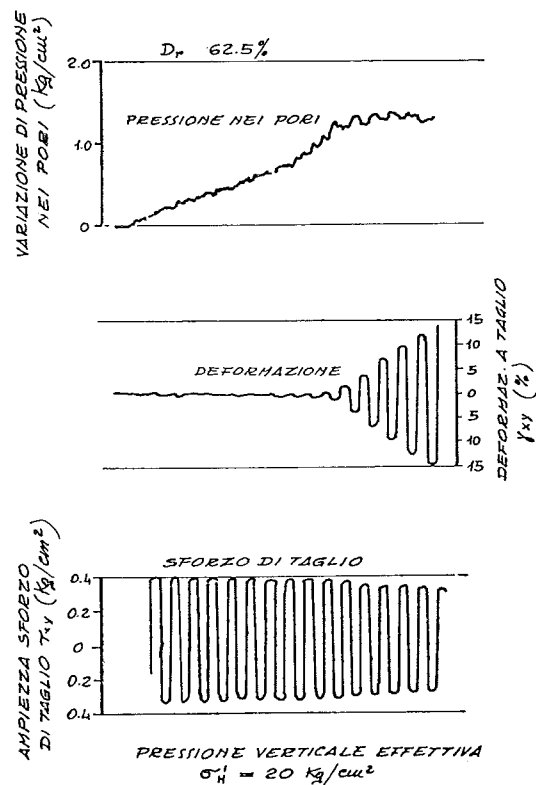


Fig. 2. - Prova ciclica di taglio [da FINN, 1969].

Mentre nel primo caso l'aumento di pressione nei pori sembra modulato sulle stesse frequenze di variazione del carico, nel secondo si ha un gradiente di pressione pressoché costante fino in prossimità della rottura. Questo comportamento sembra trovare una giustificazione teorica nella diversità degli stati tensionali a cui i provini sono sottoposti durante le prove, così come appare dalla fig. 3.

L'estensione dei risultati delle prove cicliche, triassiali o di taglio, al caso reale non può dunque prescindere da un giudizio sulla rappresentatività e sulle approssimazioni introdotte dalle diverse modalità di prova.

Nel caso ora accennato sembra ragionevole attribuire all'andamento ricavato dalle prove di taglio ciclico la maggiore rappresentatività nei confronti del comportamento reale del terreno sottoposto ai carichi sismici [SEED, 1976]. Infatti l'attraversamento di stati tensionali isotropi può invalidare non poco i risultati della prova triassiale ciclica, almeno per quello che riguarda la variazione della pressione durante i cicli di carico.

Ma un ulteriore inconveniente per questo tipo di prove è legato alla variazione non uniforme della densità relativa lungo l'altezza del provino. Ciò può essere fonte di comportamenti anomali sia nei riguardi dello sviluppo delle pressioni interstiziali, sia nella misura delle deformazioni in gioco. L'applicazione dei cicli ripetuti di carico produce infatti zone a valori della densità relativa inferiore al valore medio nei dintorni del dispositivo di trasmissione del

carico ciclico al provino. Si possono allora registrare innalzamenti di pressione nei pori diversi da quelli corrispondenti alla densità iniziale [PECK, 1979]. Parimenti non possono non essere influenzate da questo fenomeno altre misure sperimentali, quali quella delle variazioni volumetriche ϵ_{vd} ricavate da prove triassiali cicliche su terreni granulari allo stato secco. Come si vedrà nel seguito, alcuni dei modelli matematici per lo studio della liquefazione correlano l'incremento Δu di pressione interstiziale proprio al corrispondente valore di $\Delta \epsilon_{vd}$ misurato nelle prove triassiali cicliche.

Analogamente le prove di taglio ciclico vanno soggette a limitazioni sperimentali legate soprattutto alle incertezze sull'uniformità dello stato tensionale applicato, all'influenza di attriti delle parti meccaniche, alla difficoltà di seguire il comportamento del terreno quando, in prossimità della rottura, si manifestano sensibili deformazioni e, anche in questo caso, a disomogeneità del provino dovuta ad una ridistribuzione del volume dei vuoti.

Tuttavia, se al rigore di un'analisi sperimentale accurata si accompagna una modellazione matematica sufficientemente critica, non sembra impossibile arrivare a correlazioni empiriche in grado di descrivere il meccanismo di sviluppo delle pressioni interstiziali dovute a sollecitazioni dinamiche. I modelli in grado di simulare il fenomeno, che sono di seguito brevemente richiamati, sembrano promettere interessanti sviluppi in tal senso.

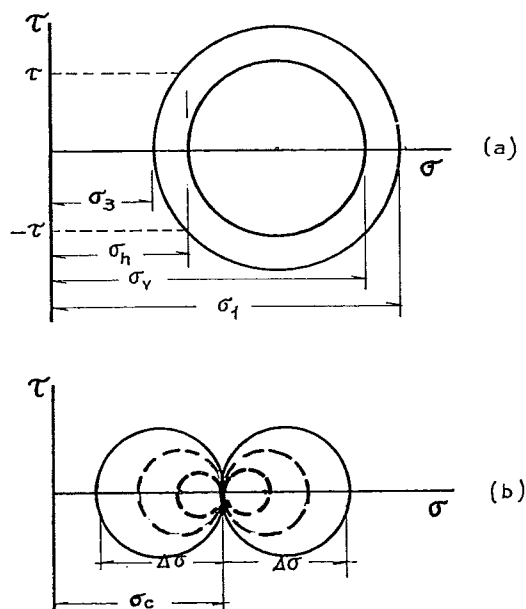


Fig. 3. - Stati tensionali durante le prove cicliche: a) prova di taglio; b) prova triassiale.

3. La ricerca teorica

MARTIN, FINN e SEED [1975] suggeriscono una correlazione tra Δu , incremento di pressione interstiziale, e $\Delta \epsilon_{vd}$ del tipo:

$$\Delta u = E_r \Delta \epsilon_{vd} \quad (1)$$

dove:

$$\Delta \epsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \epsilon_{vd}) + \frac{C_3 \epsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \epsilon_{vd}} \quad (2)$$

essendo γ la distorsione angolare ed E_r , il modulo tangente, funzione della tensione efficace verticale σ'_{vo} .

Questo è infatti posto pari a:

$$E_r = \frac{(\sigma'_v)^{l-m}}{mk_2 (\sigma'_{vo})^{n-m}} \quad (3)$$

dove σ'_{vo} è la tensione efficace di consolidazione.

Le costanti che compaiono nella (2) e nella (3) si possono determinare tramite prove drenate: C_1, C_2, C_3, C_4 mediante due o tre prove cicliche triassiali su provini allo stato secco; m, n e K_2 mediante una serie di prove triassiali lente che consentono di definire il comportamento del terreno durante lo scarico tensionale.

Nella sostanza le relazioni precedenti esprimono una dipendenza di Δu da tutti i parametri fisici che allo stato attuale sembrano importanti nella valutazione dello sviluppo delle pressioni interstiziali: $\Delta u = f(\epsilon_{vd}, \gamma, \sigma'_v, \sigma'_{vo})$. Ciò conferisce al modello matematico espresso dalle (1) (2) e (3) una validità del tutto generale. Tuttavia il suo impiego nei casi applicativi richiede un'intensa attività di laboratorio e l'adozione di legami costitutivi non lineari nel calcolo della risposta sismica. Entrambe le condizioni richiedono lunghi tempi all'attività progettuale che non sempre possono essere accettati anche per opere di un certo impegno. Talvolta è sufficiente ricorrere a metodi di calcolo semplificati, quali quelli che adottano il modello lineare equivalente come legame costitutivo per il terreno.

Questi metodi sono di larga diffusione nell'esame del comportamento dinamico delle opere di ingegneria essendo disponibili numerosi codici di calcolo che ad essi fanno riferimento (QUAD 4, FLUSH, ecc.). In questi casi il ricorso al modello di liquefazione di Martin et al. è del tutto ingiustificato.

Partendo da osservazioni sperimentali analoghe, altri Autori preferiscono formulare modelli semiempirici che, a scapito della generalità dell'analisi, semplificano per quanto possibile, la soluzione di problemi applicativi.

Tra questi, alcuni si riferiscono alla modellazione delle prove cicliche [FARDIS *et al.*, 1979, 1981; CHANG, 1982; TSANIFOS *et al.*, 1982], altri invece suggeriscono metodi applicabili a sollecitazioni dinamiche variabili in intensità e frequenza quali quelle sismiche. Tra questi ultimi risulta di un certo interesse l'analisi di BLAZQUEZ *et al.* [1980], che correla l'incremento infinitesimo di pressione interstiziale alle deformazioni inelastiche ϵ'' dovute all'addensamento del materiale:

$$du = - \frac{d\epsilon''}{C_d} \quad (4)$$

dove C_d è il coefficiente di compressibilità della sabbia in condizioni drenate. Le relazione (4) è molto simile a quella proposta da Martin et al.

(1). Infatti per la determinazione di C_d si suggeriscono procedure simili a quella di E_r. Per quanto riguarda invece $d\epsilon''$ viene proposta l'espressione, valida in condizioni di taglio semplice:

$$d\epsilon'' = - \frac{dK}{C(K)} \quad (5)$$

dove

$$dK = \frac{q}{4} |\gamma|^{q-1} |d\gamma| \quad (6)$$

$$C(K) = 1 + \alpha K \quad (7)$$

essendo q ed α parametri che dipendono dalla densità relativa iniziale della sabbia. Anche K risulta una grandezza funzionale dello stato di addensamento. L'estensione della relazione (5) a stati di sollecitazione complessi, quali quelli dovuti ad azioni sismiche, risulta condizionata dalla difficoltà di ricavare valori attendibili per i parametri q ed α .

Un altro lavoro interessante sull'argomento è quello di GHABOUSSI e DIKMEH [1978], che prende spunto dall'analisi dei risultati sperimentali ricavabili da prove di taglio non drenate in cui la tensione tangenziale viene fatta crescere monotonicamente. Nel piano σ', τ lo stress-path seguito dal materiale fino a rottura può essere approssimato da un quarto di ellisse, che, con riferimento alla fig. 4, assume l'espressione:

$$(\sigma' - \sigma'_f)^2 + \frac{1}{\lambda^2} \tau^2 - (\sigma'_o - \sigma'_f)^2 = 0 \quad (8)$$

Il parametro λ del materiale è il rapporto tra l'asse maggiore e minore dell'ellisse:

$$\lambda = \frac{\sigma'_f}{\sigma'_o - \sigma'_f} \tan \varphi$$

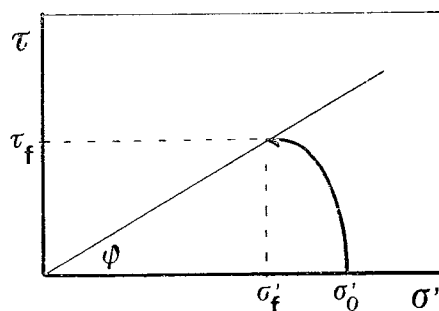


Fig. 4. - Stress-path durante una prova di taglio non drenata.

e dipende da numerose variabili, quali la tensione efficace di consolidazione σ'_o , la densità relativa della sabbia e , nel caso di carichi ciclici, la successione degli stati tensionali. La variazione di λ nei cicli di carico e scarico del materiale è la causa dell'incremento delle pressioni interstiziali nelle prove cicliche.

In particolare gli Autori assumono un valore costante della tensione efficace nella fase di scarico tensionale. Questa ipotesi non trova sempre riscontro nei risultati delle prove di laboratorio.

Come già accennato i modelli sopra descritti sono di non immediata utilizzazione per coloro che hanno necessità di risolvere problemi applicativi, quali quelli posti dalle opere di ingegneria. Infatti essi ricorrono ad un elevato numero di parametri, dei quali in alcuni casi sfugge anche il significato fisico, la cui determinazione richiederebbe comunque indagini sperimentali di grande ampiezza e sofisticazione.

Esse per ora superano le possibilità effettive di molti nostri laboratori specializzati, limitando quindi l'interesse per alcuni di questi strumenti analitici alla sola attività di ricerca. Per questo motivo si ritiene utile disporre di modelli più semplici, quale quello qui proposto, che non solo facciano uso di un numero minore di parametri, ma che soprattutto consentano di dare ad essi un significato fisico di manifesta natura che non sfugga alla sensibilità del progettista. Risulta ovvio che tale maggiore semplicità non deve andare a scapito del rigore dell'analisi o quantomeno della valutazione dei principali effetti del fenomeno.

4. Il modello proposto

Nella fig. 5 sono diagrammati alcuni percorsi di carico durante una prova di taglio ciclico e i corrispondenti incrementi di pressione interstiziale. Facendo riferimento al lavoro di Ghaboussi se si indicano con λ_c e λ_s i valori che il parametro λ assume rispettivamente nelle fasi di carico e scarico tensionale, si ha sempre $\lambda_s > \lambda_c$. Nella fig. 5 (a) si suppone che λ_s e λ_c si mantengano costanti durante le prove cicliche. Ciò dà luogo ad incrementi costanti in ogni ciclo della u . Al contrario variazioni di λ_s e λ_c durante la prova producono diagrammi di pressione interstiziale quali quelli di fig. 5 (b) e (c).

La differenza tra λ_s e λ_c definisce la pendenza della curva $u(t)$, mentre è il valore assoluto a

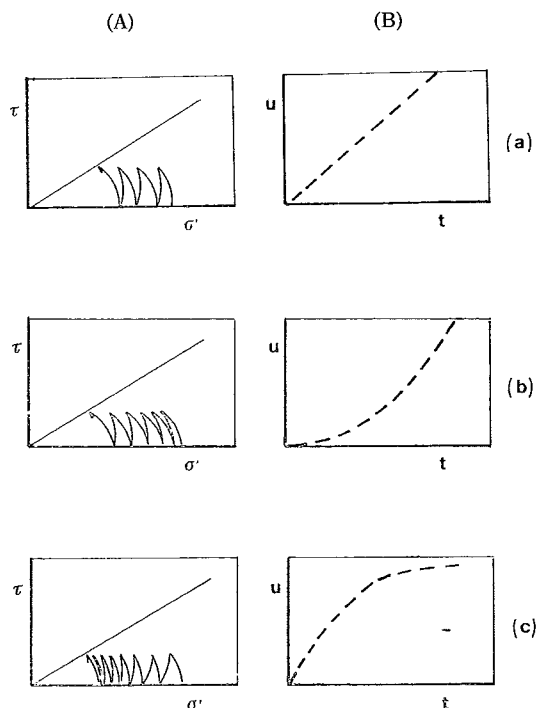


Fig. 5. - Possibili percorsi di carico durante una prova ciclica (A) e corrispondenti incrementi di pressione interstiziale (B).

determinare le oscillazioni intorno al valore medio.

Se nella (5) si esplicita la dipendenza della u dalla tensione tangenziale si ottiene:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left[1 + \frac{2\lambda\tau}{(\tau_f^2 - \tau^2)^{0.5}} \right] \frac{\partial \tau}{\partial t} \quad (9)$$

L'incremento di pressione interstiziale è dunque dovuto al contributo di due termini. Uno è direttamente proporzionale alla variazione della tensione tangenziale mentre l'altro, nel quale compare λ , è proporzionale al prodotto $\frac{\partial \tau}{\partial t}$. Inoltre è proprio il segno di tale prodotto a condizionare l'evoluzione del fenomeno. Infatti la condizione $\theta > 0$ identifica la fase di carico, mentre per $\theta < 0$ si è in corrispondenza di uno scarico tensionale del terreno. Dunque il parametro λ assume valori diversi al variare del segno di θ così come indicato nella fig. 6.

La difficoltà di esprimere per ogni ciclo il valore di σ'_o ad esso relativo e quindi di λ , consiglia una formulazione diversa della (9), che pure tenga conto delle osservazioni sperimentali

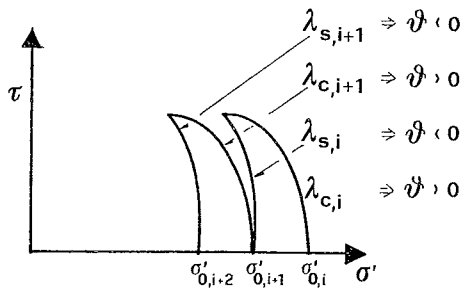


Fig. 6. - Variazione del parametro λ durante la successione dei cicli di carico.

tali da cui deriva e delle considerazioni che essa suggerisce. Allora, in analogia con quanto proposto da SARMA e JENNINGS [1980], può risultare di un certo interesse estendere al caso dinamico la validità della ben nota relazione di Skempton

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (10)$$

dove, in condizioni di saturazione quali quelle qui esaminate, si assume $B = 1$; $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$ sono le variazioni delle tensioni principali dovute alle sollecitazioni dinamiche.

Il parametro A dipende, così come λ , dalle fasi di carico e scarico del materiale e può variare in dipendenza delle deformazioni e dello stato tensionale raggiunto.

In particolare si può assumere per A una relazione del tipo:

$$A = A_0 + A_1 \frac{\theta}{|\theta|} \quad (11)$$

dove A_0 e A_1 sono parametri che si determinano mediante prove cicliche triassiali o di taglio non drenate.

La (10) rispetto alle relazioni (1) e (4) svincola il calcolo di Δu da quello delle deformazioni e quindi dalla scelta del particolare legame costitutivo adottato per il terreno.

Questo può certamente rappresentare una limitazione teorica del metodo. Per contro così facendo si evita il ricorso a informazioni sperimentali che, secondo quanto accennato in precedenza, possono essere affette da sensibili errori.

Inoltre la formulazione della (11) descrive l'accumulo di pressione interstiziale nei vari cicli di carico così come sembra avvenire nelle prove cicliche, e cioè a gradini, in modo quasi uniforme, almeno fino a qualche ciclo prece-

dente la rottura. Ovviamente A_0 e A_1 , piuttosto che assumere valori costanti, possono essere funzioni di altri fattori, quali ad esempio il livello di deformazione raggiunto o, il rapporto τ/σ'_0 . Nel seguito tuttavia si farà riferimento proprio per i motivi anzidetti, ed anche per semplicità di trattazione, solo a valori costanti dei due parametri A_0 e A_1 senza tuttavia dimenticare altre possibili ipotesi.

Nella fig. 7 sono riportati i risultati del modello relativi ad una prova ciclica con carico variabile sinusoidale.

Nella figura è mostrato, per alcuni valori di A_0 e A_1 , l'incremento di pressione interstiziale espresso come rapporto u/u_L , dove u_L è la pressione corrispondente alla condizione di rottura. L'andamento è simile a quello osservato nelle prove cicliche di laboratorio. L'esame dei risultati mette in evidenza il diverso significato fisico dei parametri A_1 e A_0 . Il primo è direttamente proporzionale alla rapidità con la quale si sviluppano nel tempo le pressioni interstiziali, mentre il secondo, A_0 , determina l'ampiezza delle oscillazioni di u intorno al valore medio.

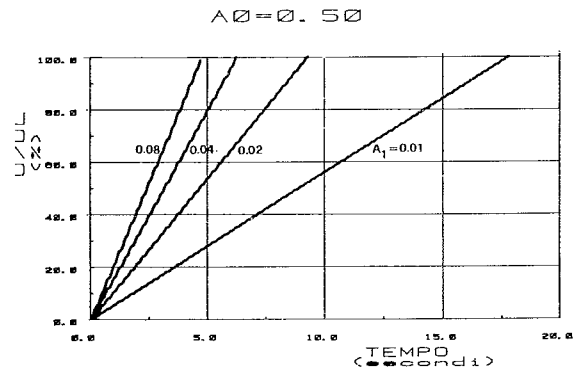


Fig. 7a

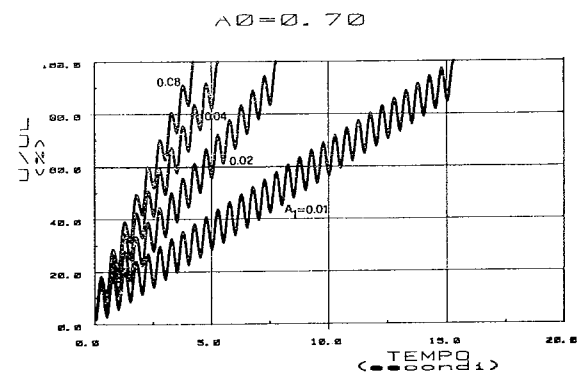


Fig. 7b

Fig. 7. - Valori calcolati delle pressioni interstiziali indotte da un carico sinusoidale ($\tau/\sigma'_0 = 0.2$; $\phi = 25^\circ$).

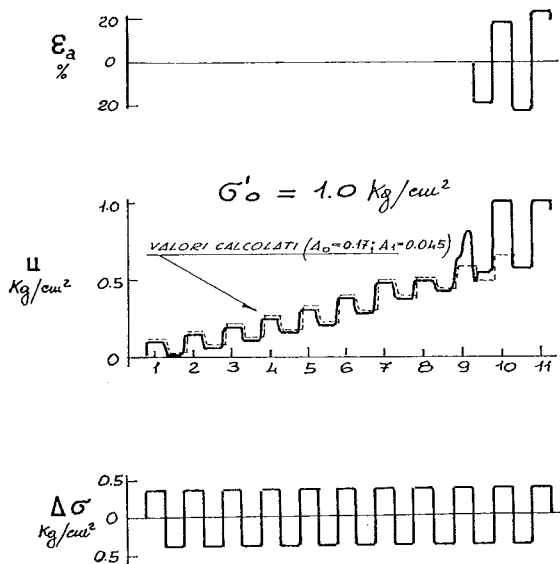


Fig. 10. - Confronto tra i valori calcolati e le misure di pressione interstiziale ricavate durante una prova triassiale ciclica [da SEED e LEE, 1966].

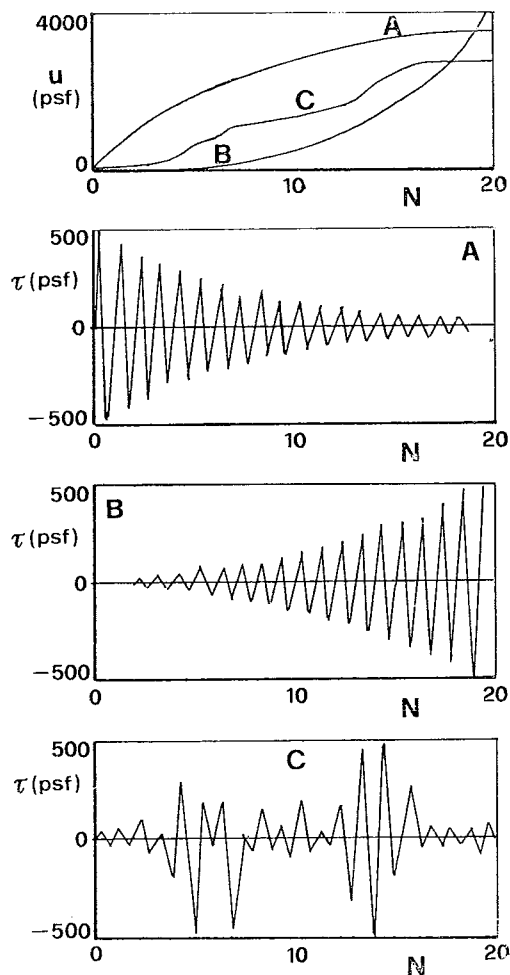


Fig. 11. - Valori calcolati della pressione interstiziale per sollecitazioni cicliche di intensità variabile.

Nel caso riportato in figura la rottura avviene al 9° ciclo per un valore misurato della pressione pari a $u_L \approx 0.5 \text{ kg/cm}^2$. A questo valore corrisponde un angolo d'attrito del terreno pari a 21° dovendo essere:

$$\varphi = \arctg(\tau_f/\sigma'_f)$$

con:

$$\sigma'_f = \sigma'_0 - u_L = 0.5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_f = \Delta\sigma/2 = 0.195 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Assumendo per i parametri A_0 e A_1 i valori indicati in figura, le pressioni interstiziali calcolate hanno un andamento molto simile a quelle misurate.

Infine nella fig. 11 è illustrata l'influenza della successione di sforzi di taglio ciclico ad intensità variabile nel tempo. Si osserva facilmente che per le time-history A e B i risultati ottenuti con il modello proposto sono del tutto simili a quelli ricavati da Martin et al. riportati nella fig. 12.

I risultati relativi alle time-history C non sono tra loro confrontabili in quanto presentano successioni irregolari di diverse ampiezze.

Tuttavia anche in questo caso si nota un andamento delle pressioni interstiziali sostanzialmente analogo.

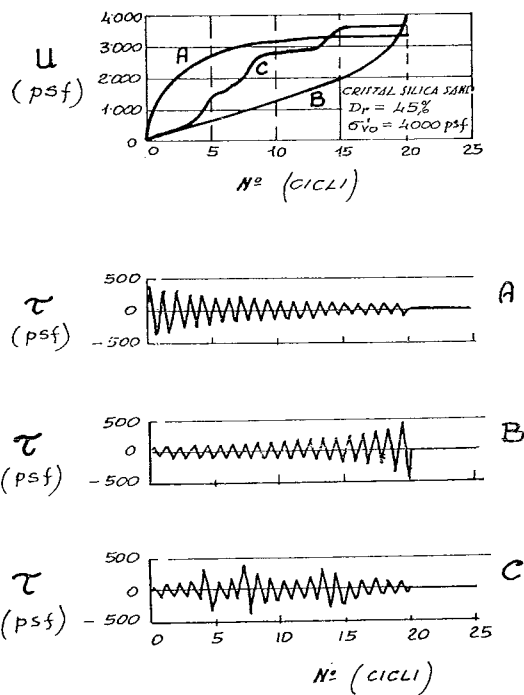


Fig. 12. - Risultati del modello di Martin, Fin e Seed per sollecitazioni cicliche di intensità variabile.

5. Conclusioni

Il modello di Martin, Finn e Seed sembra essere, allo stato attuale delle conoscenze del fenomeno, quello più affidabile per un esauriente studio della liquefazione dei terreni sabbiosi saturi.

Altri Autori suggeriscono tecniche di analisi che, pur non evitando la necessità di ricorrere a metodi di calcolo non lineare, fanno ricorso a coefficienti e relazioni ricavabili da prove i cui risultati risultano di difficile estensione a condizioni diverse da quelle di laboratorio.

Il modello qui presentato risente in parte di queste stesse limitazioni, ma rispetto ad esse presenta il vantaggio, secondo quanto sopra esposto, di non ricorrere al calcolo delle deformazioni, e quindi al legame costitutivo del terreno, per la determinazione delle pressioni interstiziali indotte. Il suo impiego può risultare vantaggioso in quei casi applicativi in cui è sufficiente il ricorso a metodi di calcolo semplificati. In particolare il modello può trovare una giusta collocazione in quei procedimenti iterativi di calcolo della risposta sismica che adottano il modello lineare equivalente. Pur necessitando di ulteriori approfondimenti, allo stato attuale il confronto con i risultati sperimentali è soddisfacente in quanto il modello si presta sia a seguire lo sviluppo delle pressioni durante le prove di carico ciclico, sia a valutare il numero N di cicli necessario per portare il terreno in condizioni di liquefazione iniziale.

Per quanto riguarda la determinazione dei parametri A_0 e A_1 , essa può essere agevolmente fatta facendo ricorso a prove standard di taglio ciclico o triassiale ciclico. A questo proposito occorre prestare particolare attenzione al valore da assegnare al parametro A_1 , al quale maggiormente è sensibile il modello.

Nella fig. 13 è riportato, per diversi valori di A_1 , il numero dei cicli N in funzione del rapporto τ/σ'_0 . Si può notare come modeste variazioni di tale parametro producono sensibili scarti nella determinazione di N .

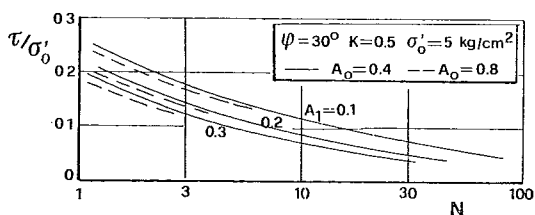


Fig. 13. - Influenza dei parametri A_0 e A_1 .

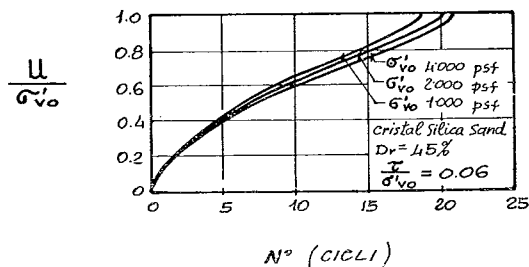


Fig. 14. - Influenza dello stato tensionale iniziale.

Il parametro A_0 può essere determinato con maggiore approssimazione, così come appare dall'esame della figura.

Una volta determinati i valori appropriati per A_0 e A_1 , mediante prove cicliche di laboratorio che riproducono per quanto possibile le condizioni K_0 del sito in esame, il modello consente di esaminare lo sviluppo delle pressioni interstiziali per leggi qualsivoglia di variazione del carico, e per qualunque altro stato tensionale.

I risultati forniti non dipendono infatti dallo stato tensionale, ma solo dal rapporto τ/σ'_0 , fatto peraltro riscontrato nella pratica sperimentale [MARTIN *et al.*, 1975], come può desumersi dalla fig. 14.

In conclusione si può affermare che il modello matematico presentato consente una valutazione del fenomeno della liquefazione dei terreni dovuto ai carichi sismici, tenendo presente che i risultati possono essere affetti da un errore che è comparabile con quelli introdotti dalle misure degli usuali parametri geotecnici.

RINGRAZIAMENTI

L'autore è grato al prof. G. Calabresi per l'incoraggiamento ed i preziosi suggerimenti ricevuti nella preparazione del lavoro.

SUMMARY

A mathematical model for liquefaction

Due to liquefaction of saturated soils many failures of earth structures, slopes and foundations have occurred during earthquakes. Since the mid-1960's, researchers have been spent many efforts toward the prediction of liquefaction of sands. This aim represents a formidable task both for the need of new experimental devices and for the theoretical developments required. Nowadays several attempts to model the pore pressure build-up due to dynamic motion are available, but many of these seem not to be of practical use in engineering design.

Particularly, when the seismic response analysis is performed by means of simplified procedures, such those adopting for the dynamic stress-strain relationship of soils

an equivalent linear method, the use of mathematical models for liquefaction requiring elaborate results experimental seems not to be convenient.

Furthermore such experimental results often are not readily available at every stage of the design.

To overcome these difficulties it may be of interest to use the simplified analysis proposed in the paper. The mechanism of progressive pore-pressure increase is accounted for by extending the Skempton's equation to the dynamic case.

The key of the presented model for liquefaction is the proper determination of the pore-pressure parameter A , which can be easily done by means of standard cyclic tests.

The model seems to be able to predict the behaviour of soil under cyclic and transient loading.

Although refinements of the theory may follow, the developed pattern of pore-pressure build up provides a quantitative understanding of the physical process.

BIBLIOGRAFIA

- BLAZQUEZ R. M., KRIZEK R. J. and BAZANT Z. P. (1980) - *Site factors controlling liquefaction*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, N. GT7, pp. 785-801.
- CASTRO G. (1969) - *Liquefaction of sands*. Harvard Soil Mechanics Series N. 81, Harvard University, Cambridge, Mass.
- CASTRO G. and POULOS S. J. (1977) - *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N. GT6, pp. 501-516.
- CHANG C. S. (1982) - *Residual undrained deformation from cyclic loading*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, N. GT4, pp. 637-646.
- DA ROIT R., FONTANIVE A., FONTANIVE L., SPAT G., PEZZÉ M. (1983) - *Comportamento dei terreni non coesivi saturi in alcune zone colpite dai terremoti del Friuli del 1976 e Campano Lucano del 1980*. Atti del XV Convegno Nazionale di Geotecnica, Spoleto.
- FARDIS M. N. and VENEZIANO D. (1981) - *Statistical analysis of sand liquefaction*. Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, vol. 107, N. GT10, Proc. Paper 16604, Oct., pp. 1362-1377.
- FARDIS M. N. (1979) - *Probabilistic liquefaction of sands during earthquakes*. Research Report R79-14, Dept. of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
- FINN W. D. L., PICKERING D. J. and BRANSBY P. L. (1969) - *Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests*. Soil Mechanics Series Report N. 11, Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- FINN W. D. L., LEE K. W. and MARTIN G. R. (1977) - *An effective stress model for liquefaction*. Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, vol. 103, N. GT6, Proc. Paper 13008, June, pp. 517-533.
- GHABOUSSI J. and DIKMEN S. U. (1978) - *Liquefaction analysis of horizontally layered sands*. J. Geotechnical Engineering Div., ASCE, 104, N. GT3, pp. 341-356.
- KISHIDA H. (1969) - *Characteristics of liquefied sands during Mino-Owari, Tohankai and Fukui earthquakes*. Soils and Foundations, vol. 9, pp. 75-92.
- KISHIDA H. (1970) - *Characteristics of liquefaction of level sandy ground during the Tokachi-Oki earthquake*. Soils and Foundations, vol. 10, pp. 103-111.
- LEE K. L. and CHAN K. (1972) - *Number of equivalent significant cycles in strong motion earthquakes*. Proc. of the Int. Conf. on Microzonation for safer construction, Research and Application, Seattle (USA), vol. 2, pp. 609-627.
- MARTIN G. P., FINN W. D. L. and SEED H. B. (1975) - *Fundamentals of liquefaction under cyclic loading*. J. of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 101, N. GT5, pp. 423-438.
- OHSAKI Y. (1970) - *Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachi-Oki earthquake*. Soil and Foundations, Vol. 10, pp. 112-128.
- PECK R. B. (1979) - *Liquefaction potential; Science versus Practice*. J. of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, vol. 105, N. GT3, pp. 393-417.
- SARMA S. K. and JENNINGS D. N. (1980) - *A dynamic pore pressure parameter*, An. Proc. of the International Symposium on Soils under cyclic and transient loading, Swansea, England, Vol. 1, N. 2, pp. 295-298.
- SEED H. B. and LEE K. L. (1966) - *Liquefaction of saturated sands during cyclic loading*. J. of the Soil Mech. and Found. Division, ASCE, Vol. 92, N. SM6, Proc. Paper 4972, Nov., pp. 105-134.
- SEED H. B. and IDRIS I. M. (1967) - *Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake*. J. of the Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 93, pp. 83-108.
- SEED H. B. and IDRIS I. M. (1971) - *Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential*. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 97, N. SM9, Proc. Paper 8371, Sept., pp. 1249-1273.
- SEED H. B., LEE K. L., IDRIS I. M. and MAKDISI F. (1973) - *Analysis of the slides in the San Fernando Dams during the earthquake of Feb. 9, 1971*. Report N. EERC 7312, University of California, Berkeley, Calif.
- SEED H. B. et al. (1975) - *The slides in the San Fernando Dams during the earthquake of Feb. 7, 1971*. J. of the Geotech. Engineering Div., ASCE, Vol. 101, N. GT7, Proc. Paper 11449, July, pp. 651-688.
- SEED H. B. et al. (1975) - *Dynamic analysis of the slide in the lower San Fernando Dam during the earthquake of Feb. 9 1971*. J. of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 101, N. GT9, Proc. Paper 11451, Sept., pp. 889-911.
- SEED H. B. (1976) - *Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes*. Pres. at the October '76 ASCE Specialty Conference on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, held at Philadelphia, Pa.
- TSANIFOS C. P. and SARMA S. K. (1982) - *Pore pressure rise during cyclic loading of sands*. J. of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 108, GT2, pp. 315-319.