

Determinazione delle proprietà dinamiche di un'argilla mediante prove di colonna risonante

P. CARRUBBA* e M. MAUGERI**

SOMMARIO: Lo studio della dipendenza del modulo dinamico trasversale del terreno dall'entità della deformazione ciclica, ha ricevuto recentemente un crescente impulso motivato dalle prospettive di applicazioni che ne possono derivare sia in campo dinamico che statico.

Nella presente nota vengono determinate le leggi di correlazione del modulo dinamico trasversale e dello smorzamento di taglio per l'argilla della piana di Catania.

Tali leggi vengono determinate mediante prove di colonna risonante e confrontate con quelle previste dalla teoria di HARDIN e DRNEVICH [1972 b], nonché con quelle proposte da altri autori.

In particolare si analizza l'influenza esercitata dal livello della deformazione ciclica, dall'entità della tensione efficace di consolidazione e dal tempo di consolidazione sul modulo dinamico trasversale, nonché l'influenza esercitata sullo smorzamento di taglio dalle due diverse tecniche di misura impiegate (Steady-State e Amplitude-Decay) e dal livello della deformazione ciclica.

I risultati dello studio mostrano come, relativamente al modulo trasversale, esista un buon accordo con il modello iperbolico di HARDIN e DRNEVICH [1972 b]; viceversa, nell'ambito delle prove effettuate, lo smorzamento di taglio, espresso in forma normalizzata, diverge dai valori ottenibili assumendo una dipendenza lineare tra smorzamento e modulo normalizzato, come ipotizzato da HARDIN e DRNEVICH [1972 b].

Si sottolinea inoltre l'influenza esercitata dalle due diverse tecniche di misura impiegate nella valutazione dell'entità dello smorzamento.

1. Introduzione

La conoscenza delle leggi che governano il comportamento meccanico del terreno sollecitato da carichi ciclici rapidamente variabili nel tempo, riveste un sempre più rilevante interesse applicativo per lo studio di una classe molto ampia di problemi, che vanno dalle vibrazioni ambientali connesse al traffico ed alle industrie, alle vibrazioni catastrofiche generate dai terremoti (fig. 1).

La necessità di dare risposta a tali problemi, ha spinto i ricercatori, particolarmente nell'ultimo ventennio, ad affrontare in forma sistematica lo studio delle leggi che governano il comportamento dinamico dei terreni. Conseguentemente sono andate sempre più sviluppandosi attrezzature per prove di laboratorio e in situ.

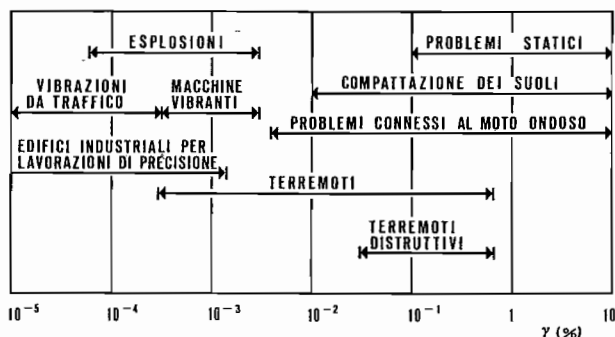


Fig. 1 - Campi di deformazioni trasversali del terreno nei casi applicativi.

* Dott. Ing. P. CARRUBBA, Dottorando, Università di Padova.

** Prof. Ing. Michele MAUGERI, Associato di Geotecnica, Univ. di Catania.

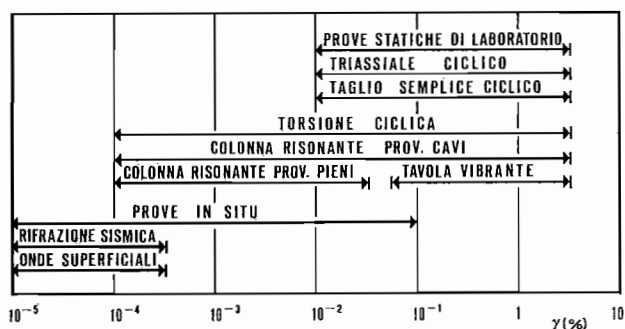


Fig. 2 - Campi di deformazioni trasversali cicliche usualmente mobilitati nelle prove geotecniche.

Si può ritenere che le attrezzature oggi disponibili riescano a simulare gran parte dei campi reali di deformazione ciclica (fig. 2), rendendo possibile, in linea di principio, l'acquisizione dei dati necessari ad impostare un'analisi dinamica soddisfacente per i problemi geotecnici di maggiore interesse applicativo.

Nel presente lavoro si analizza il comportamento dinamico di un'argilla sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di colonna risonante; vengono proposte le leggi di correlazione del modulo trasversale e dello smorzamento di taglio con l'entità della deformazione angolare stessa. Le leggi così dedotte vengono confrontate con quelle previste dalla teoria di HARDIN e DRNEVICH [1972a, 1972b] nonché con le leggi determinate da altri autori.

Riconosciuta la necessità di caratterizzare i terreni sotto il profilo dinamico, ne consegue l'opportunità di poter disporre di un congruo numero di leggi sperimentali alle quali fare riferimento nel

caso in cui non sia possibile una sperimentazione diretta del comportamento dinamico dei terreni. In tale ordine di idee si inquadra il contributo del presente lavoro.

2. Criteri di interpretazione delle prove

Sottoponendo un elemento di terreno ad uno sforzo di taglio semplice ciclico, si ottiene un andamento della legge sforzi-deformazioni del tipo rappresentato in fig. 3. Il generico ciclo di carico-scarico può essere caratterizzato dalla inclinazione dell'asse che ne congiunge i punti estremi e dall'area racchiusa dal ciclo stesso. L'inclinazione dell'asse rappresenta il modulo trasversale G equivalente per quel dato livello di deformazione ciclica; l'area racchiusa dal ciclo è proporzionale al rapporto di smorzamento isteretico ξ definito nella fig. 4. L'inviluppo degli estremi dei cicli di isteresi, relativi ad ampiezze di deformazione trasversale ciclica via via crescenti, definisce una curva sforzi-deformazioni che consente di descrivere la variazione del modulo secante G (fig. 5) e dello smorzamento ξ con il progredire della deformazione ciclica. Così operando si perviene alla sostituzione di un modello di comportamento non lineare del terreno, con uno lineare equivalente [SEED e IDRIS, 1969], che risulta di comodo impiego nei metodi di analisi dinamica e consente nello stesso tempo di tener conto del fenomeno di dipendenza della risposta dinamica dei terreni dal livello di deformazione. Alla base di questa procedura vi è la evidenza del fatto che, per deformazioni trasversali al di sotto dell'ordine di $10^{-3}\%$, il comportamento esibito dalla maggior parte dei terreni è puramente elastico con deformazioni reversibili.

Nel campo intermedio di deformazioni, ossia per $10^{-2}\% < \gamma < 1\%$, il comportamento del terreno è elasto-plastico e si evidenziano deformazioni permanenti irreversibili; in tale campo il comportamento del terreno è caratterizzato dal progressivo decremento del modulo trasversale col progredire della deformazione trasversale, e nello stesso tempo avviene una dissipazione di energia durante i cicli di applicazione dei carichi. La dissipazione di energia appare indipendente dalla velocità e di natura isteretica, e può essere utilizzato il rapporto di smorzamento per rappresentare le proprietà di assorbimento di energia da parte del terreno.

Dal momento che il livello di deformazione associato è ancora sufficientemente basso e tale da non causare un progressivo cambiamento delle proprietà del terreno, ne segue che il modulo trasversale ed il rapporto di smorzamento non cambiano col

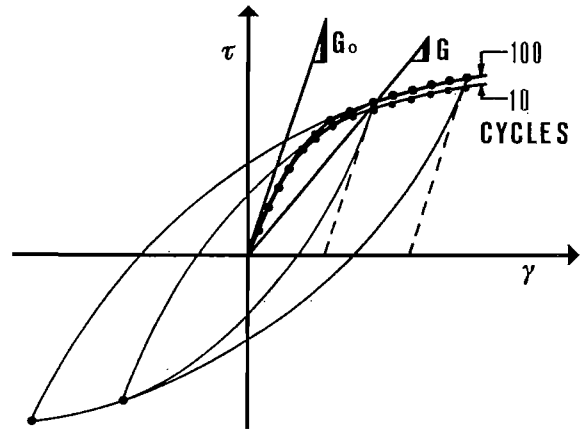


Fig. 3 - Relazione sforzi-deformazioni per sollecitazioni cicliche (HARDIN e DRNEVICH, 1972b).

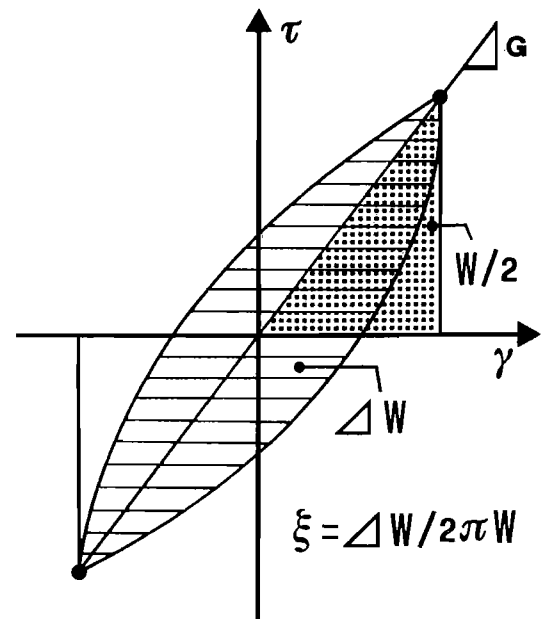


Fig. 4 - Definizione del rapporto di smorzamento.

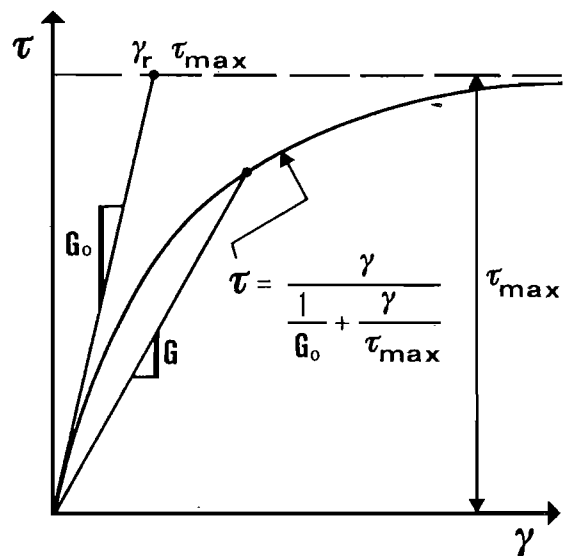


Fig. 5 - Relazione iperbolica sforzi-deformazioni.

numero di cicli di applicazione del carico [ISHIHARA, 1982]. Tale caratteristica stazionaria può essere rappresentata, con ragionevole grado di accuratezza, dall'uso di una teoria lineare viscoelastica.

Il modulo trasversale ed il rapporto di smorzamento, determinati come funzione della deformazione trasversale, sono i parametri che rappresentano le proprietà del terreno in questo campo di deformazioni in cui il comportamento risulta indipendente dal numero di cicli ma dipendente dal livello di deformazione.

Per problemi che coinvolgono campi di deformazioni superiori all'1%, il metodo della elasticità lineare equivalente cessa di fornire un riscontro realistico e risulta indispensabile l'adozione di una legge di isteresi in cui le relazioni sforzi-deformazioni devono essere specificate per ogni processo di carico, scarico e ricarico.

La curva involuppo dei vertici dei cicli d'isteresi (SKELETON CURVE) risulta essere, secondo il modello Hardin-Drnevich, di tipo iperbolico [KONDNER, 1963; HARDIN e DRNEVICH, 1972b] secondo l'espressione:

$$\tau = \frac{1}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}} \quad (1)$$

che per essere definita richiede la conoscenza di due soli parametri ossia G_0 che rappresenta il modulo massimo tangente iniziale ottenibile per valori sufficientemente bassi della deformazioni ciclica, e τ_{\max} che rappresenta lo sforzo tangenziale in condizione di rottura del terreno.

Con riferimento al valore della deformazione ciclica per la quale va misurato il valore G_0 , HARDIN e DRNEVICH [1972a] osservano che pur non essendo possibile definire un limite superiore al valore di G al diminuire di γ , tuttavia, misurazioni effettuate con la colonna risonante hanno mostrato che il valore di $G_0 = G_{\max}$ si ottiene per deformazioni angolari di circa $10^{-4}\%$ o di poco superiori. Sulla base dei risultati ottenuti, Hardin e DRNEVICH [1972a] propongono di assumere per G_0 il valore del modulo misurato per livelli di deformazione ciclica minori di $2,5 \times 10^{-3}\%$; tale valore può essere misurato direttamente mediante prove di vibrazione sia in laboratorio (HARDIN e BLACK, 1968, 1969] che in situ [CUNNY e FRY, 1973], o attraverso prove geosismiche in situ [IMAI *et al.*, 1979]. È da sottolineare inoltre la rilevante differenza di valore che il modulo dinamico G_0 può avere rispetto al modulo iniziale G ricavato da prove di laboratorio in condizioni statiche, in quanto quest'ultime, mobilitando livelli minimi di deformazione trasversale dell'or-

dine di $10^{-1}\%$, forniscono valori del modulo iniziale molto più bassi di quello dinamico iniziale.

Per passare dunque dalla legge (1), in termini di sforzi-deformazioni, alla legge di decadimento del modulo secante trasversale G , HARDIN e DRNEVICH [1972b] hanno introdotto la deformazione di riferimento (fig. 5) definita dalla espressione:

$$\gamma_r = \tau_{\max}/G_0 \quad (2)$$

dove γ_r rappresenta una deformazione normalizzata per tenere conto del fatto che una assegnata deformazione non può avere lo stesso effetto su tutti i terreni, oppure sullo stesso terreno sottoposto a differenti stati tensionali.

Tramite l'ausilio della deformazione di riferimento γ_r , si può esprimere la legge di decadimento del modulo trasversale nella seguente forma normalizzata:

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (3)$$

HARDIN e DRNEVICH [1972b] forniscono anche l'espressione, riportata al paragrafo 4, che consente di determinare τ_{\max} sulla base della conoscenza dei parametri statici efficaci di resistenza del terreno e delle condizioni iniziali del sito.

Il passo successivo della teoria elaborata da HARDIN e DRNEVICH [1972b] è stato quello di trovare una via di collegamento tra la legge di variazione del modulo trasversale-equivalente e quella dello smorzamento-equivalente; tale correlazione è stata individuata sulla base di alcune considerazioni sulla configurazione geometrica dei singoli cicli d'isteresi, indipendentemente dal livello della deformazione ciclica impressa; tali considerazioni hanno consentito di pervenire alla seguente espressione:

$$\xi/\xi_{\max} = 1 - G/G_0 \quad (4)$$

dove ξ_{\max} rappresenta il massimo valore del rapporto di smorzamento ottenuto per valori infinitamente grandi della deformazione trasversale ciclica; gli autori forniscono pertanto delle espressioni empiriche anche per ξ_{\max} per i diversi tipi di terreno, coerenti o incoerenti.

Si fa presente che la relazione (4), proposta da Hardin e Drnevich per correlare il rapporto di smorzamento al modulo trasversale normalizzato, non segue il criterio di Masing relativo alla costruzione del ciclo di isteresi connesso ad un determinato livello di deformazione ciclica γ .

Infatti secondo tale criterio le curve di scarico e ricarico del ciclo di isteresi vengono modellate sulla «Skeleton Curve» conferendovi la stessa forma di quest'ultima, ma dilatandone le scale di un fattore

due ed imponendo che il punto di partenza di ciascuna delle due curve sia coincidente con il punto in cui si presenta l'inversione di sforzo (stress-reversal). Assumendo pertanto che la «Skeleton curve» sia rappresentata dal legame iperbolico espresso attraverso la (3), si otterrebbe, secondo la regola di Masing, una corrispondenza tra il rapporto di smorzamento ed il modulo trasversale normalizzato che può essere espressa dalla seguente legge:

$$\frac{\xi}{\gamma_{\max}} = \frac{2}{(1-G/Go)} \left[1 - \frac{G/Go}{(1-G/Go)} \ln \left(\frac{1}{G/Go} \right) \right] - 1 \quad (5)$$

dove lo smorzamento massimo assume il valore $\xi_{\max} = 63,7\%$ unico per tutti i tipi di terreno [ISHIHARA, 1982]; pertanto applicando la regola di Masing al modello iperbolico di Hardin e Drnevich si arriverebbe a configurare le funzioni $G(\gamma)$ e $\xi(\gamma)$ attraverso i due soli parametri Go e τ_{\max} riducendo le possibilità di migliorare il best-fitting di $G(\gamma)$ e $\xi(\gamma)$ ai valori sperimentali. È pertanto in quest'ottica che bisogna considerare l'espressione (4) per mezzo della quale, con la introduzione del parametro addizionale ξ_{\max} , gli autori tentano di migliorare l'adattamento della legge iperbolica ai valori sperimentali.

Sostituendo la legge iperbolica (3) nella relazione (4) si ottiene l'espressione della variazione del rapporto di smorzamento col procedere della deformazione ciclica secondo la legge normalizzata:

$$\xi/\xi_{\max} = \frac{\gamma/\gamma_r}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (6)$$

Successivamente HARDIN e DRNEVICH [1972b] hanno reputato opportuno introdurre una deformazione γ_h compensativa delle divergenze riscontrate nel comportamento reale dei terreni dalla legge iperbolica ipotizzata con la (1); tale deformazione altro non è che il rapporto γ/γ_r modificato da una funzione correttiva secondo l'espressione:

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \{ 1 + a \exp [-b(\gamma/\gamma_r)] \}$$

dove a e b sono coefficienti il cui valore è fornito dagli stessi autori sulla base di un riguardevole numero di prove di colonna risonante. Tali coefficienti dipendono dalla natura del terreno e dalle modalità di applicazione della sollecitazione ciclica.

In definitiva le due equazioni caratteristiche (3) e (5) di Hardin e Drnevich assumono la forma:

$$G/Go = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (7) \quad \xi/\xi_{\max} = \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h} \quad (8)$$

YOKOTA *et al.* [1981] partendo dal presupposto che γ_r possa essere riguardato come un coefficiente

della deformazione ciclica γ per ogni tipo di terreno, giungono alla conclusione, sulla base di evidenze sperimentali, che l'espressione (3) di Hardin e Drnevich può essere modificata nella corrispondente espressione:

$$G/Go = \frac{1}{1 + \alpha\gamma^\beta} \quad (9)$$

dove α e β sono coefficienti, dipendenti dal tipo di terreno e dal livello delle tensioni di consolidazione, determinati dagli autori col metodo dei minimi quadrati sulla base dei risultati di un congruo campione di prove di colonna risonante e di torsione ciclica; gli autori determinano similmente il miglior legame esistente fra il rapporto di smorzamento ξ ed il modulo normalizzato G/Go ottenendo una curva che diverge dalla semplice corrispondenza lineare (4) ipotizzata da Hardin e Drnevich.

3. Caratterizzazione geotecnica del terreno

È stata sottoposta alle prove di colonna risonante un'argilla proveniente dalla piana di Catania. Le caratteristiche geotecniche di tale argilla si possono ritenere note [MAUGERI, 1977, 1983]; da un punto di vista generale si può affermare che si tratta di argilla CH-MH della classificazione unificata, caratterizzata dai seguenti valori medi: contenuto naturale d'acqua intorno al 41%, limite liquido pari al 70%, limite plastico pari al 34%, indice di plasticità 36, massa volumica 1823 Kgm/mc, peso specifico dei grani 2,673, indice dei vuoti 1,07. Dall'analisi dei risultati delle prove triassiali ed edometriche, si evince che il terreno appare normalmente consolidato e notevolmente compressibile; esso presenta mediamente parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci $c' = 0$ $\varphi' = 24^\circ$, dedotti da prove CIU, e valore medio della resistenza non drenata $Cu = 0,04$ MPa dedotta da prove UU; il valore del modulo edometrico in corrispondenza delle tensioni in situ è risultato mediamente compreso fra 1 e 3 MPa.

4. Analisi delle prove di colonna risonante: modulo trasversale

Le prove di colonna risonante sono state eseguite utilizzando una apparecchiatura con base del provino fissa e la testa libera di ruotare. Una delle caratteristiche della prova di colonna risonante è quella di poter ripetere più di una determinazione sul medesimo provino limitando opportunamente

le deformazioni cicliche e variando di volta in volta la tensione efficace di consolidazione (prova multi-stage).

Le prove sono state eseguite a $K_0=1$ e si sono valutati il modulo trasversale e lo smorzamento. In fig. 6 sono riportati i risultati delle prove di colonna risonante per la determinazione del modulo trasversale; vengono altresì indicate le tensioni e i tempi di consolidazione, a cui sono stati sottoposti i provini, al fine di valutarne l'influenza sui risultati.

In fig. 7 sono stati rappresentati i risultati delle prove di colonna risonante normalizzati rispetto al massimo valore G_0 del modulo trasversale, ottenuto per bassi livelli della deformazione ciclica. Si può notare che sia la tensione che il tempo di consolidazione sembrano avere lieve influenza sul modulo di taglio normalizzato; in effetti alcuni autori hanno evidenziato una maggiore influenza del livello di tensione di consolidazione sul modulo normalizzato [YOKOTA *et al.* 1981] rispetto al tempo di consolidazione, il quale in qualche caso risulterebbe ininfluente per il fatto che il suo effetto sarebbe quello di traslare la curva $G(\gamma)$ senza

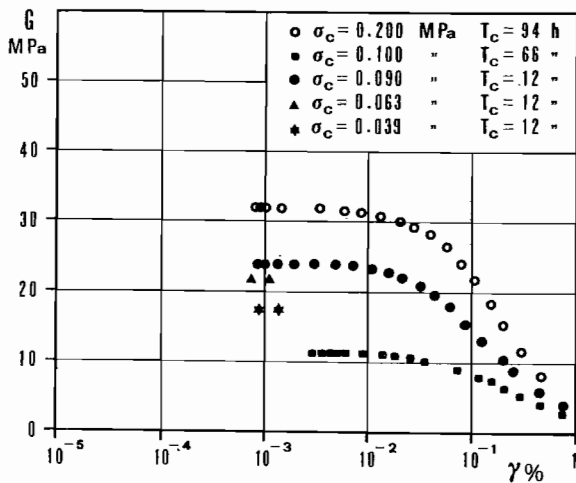


Fig. 6 - Determinazione del modulo trasversale.

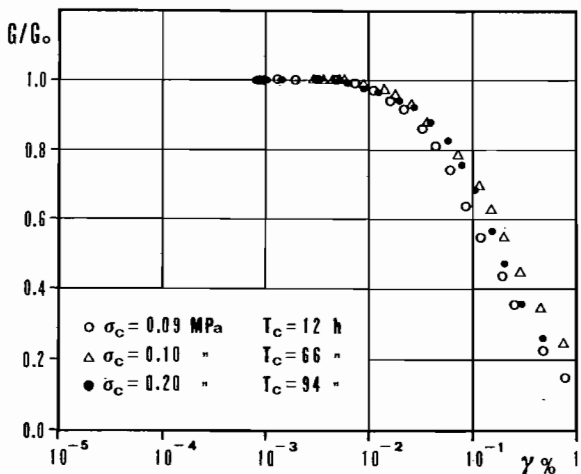


Fig. 7 - Modulo trasversale normalizzato.

alterarne l'andamento [META e PEDRONI, 1983].

Secondo l'analisi di YOKOTA *et al* [1981], nell'ipotesi di legame iperbolico, si è proceduto alla determinazione dei parametri α e β che compaiono nella (9) utilizzando il metodo dei minimi quadrati.

In fig. 8 si è riportata la legge così determinata avente l'espressione:

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + 7,15\gamma\%^{1,223}} \quad (10)$$

È possibile notare che i valori sperimentali ben si adattano al legame iperbolico ipotizzato con una lieve dispersione dei risultati.

Per indagare l'influenza della tensione di consolidazione sui parametri α e β , è necessario, in definitiva, valutare la dipendenza del rapporto normalizzato G/G_0 dalle variabili σ_c e γ . Per tener conto di ciò la (9) è stata modificata esplicitando la dipendenza del modulo trasversale normalizzato tramite la introduzione del termine σ_c^δ al denominatore. Si ha pertanto:

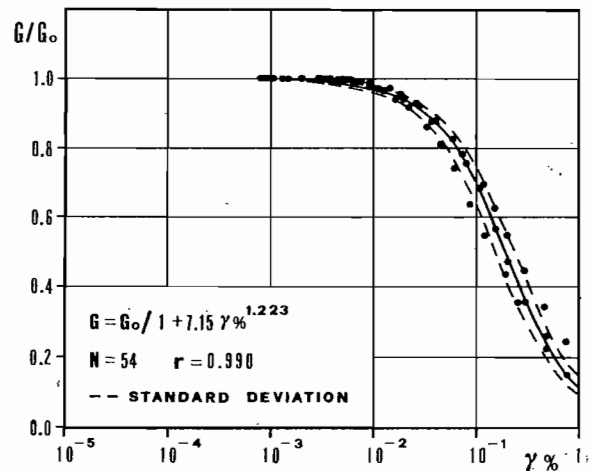


Fig. 8 - Legge di decadimento del modulo normalizzato.

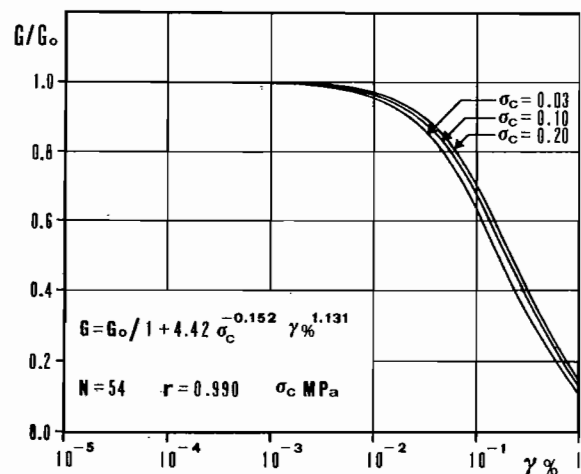


Fig. 9 - Influenza della tensione di consolidazione sul decadimento del modulo normalizzato.

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + \alpha \sigma_c^\delta \gamma^\beta} \quad (11)$$

dove α , β e δ sono costanti per il terreno in esame, da determinarsi per via regressiva. In fig. 9 è riportata la legge così determinata che assume la seguente espressione:

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + 4,42 \sigma_c^{-0,152} \gamma^{0,131}} \quad \text{con } \sigma_c \text{ (MPa)} \quad (12)$$

È possibile notare che all'aumentare della tensione di consolidazione, a parità di deformazione ciclica γ , aumenta il modulo normalizzato G/G_0 . Questa attitudine può essere spiegata, nell'ipotesi di validità del legame iperbolico di Hardin e Drnevich, con le seguenti considerazioni: in base all'espressione (3) si vede che per $G/G_0 = 50\%$ si ottiene $\gamma = \gamma_r$ e pertanto all'aumentare di σ_c l'andamento delle curve G/G_0 (γ , σ_c) denota un aumento di γ_r ; essendo $\gamma_r = \tau_{\max}/G_0$, potendosi assumere per il presente terreno normalconsolidato $\tau_{\max} = \sigma_c \operatorname{tg} \varphi'$ e potendosi valutare G_0 attraverso l'espressione fornita da MARCUSON e WAHLS [1972] per argille altamente compressibili:

$$G_0 = 14,2 \frac{(4,4 - e)^2}{1 + e} \sigma_c^{0,5} \quad \text{(MPa)}$$

si deduce

$$\gamma_r = \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{14,2} \frac{1 + e}{(4,4 - e)^2} \sigma_c^{0,5}$$

dove chiaramente si vede che all'aumentare di σ_c aumenta anche γ_r in proporzione a $\sigma_c^{0,5}$ e quindi all'aumentare di σ_c si verifica uno spostamento della legge G/G_0 (γ , σ_c) verso destra.

In fig. 10 si è eseguito il confronto fra i dati sperimentali del modulo normalizzato e le curve calcolate secondo HARDIN e DRNEVICH [1972b]; le curve a tratto pieno sono state tracciate secondo la legge (3).

Come valori di G_0 , necessari alla valutazione γ_r secondo la (2), sono stati introdotti i valori dedotti dalle prove di colonna risonante per piccoli valori della deformazione ciclica, mentre per la valutazione di τ_{\max} è stato adottato il valore fornito dalla formula [HARDIN e DRNEVICH, 1972b]:

$$\tau_{\max} = \left\{ \left[\frac{(1 + k_0)}{2} \sigma_v' \operatorname{sen} \varphi + c' \cos \varphi' \right]^2 - \left[\frac{(1 - k_0)}{2} \sigma_v' \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (13)$$

dove:

σ_v' = tensione verticale efficace

c' e φ' = parametri di resistenza efficaci in condizioni di sollecitazione statica

k_0 = rapporto tra le tensioni principali orizzontale e verticale efficaci.

In sede di esecuzione della prova si è posto $k_0 = 1$ e $\sigma_v' = \sigma_c$; considerato che dalle prove triassiali CIU erano stati ottenuti valori medi dei parametri efficaci di resistenza $c' = 0$ e $\varphi' = 24^\circ$, la (13) assume l'espressione $\tau_{\max} = \sigma_c \operatorname{sen} \varphi'$.

Nella fig. 10 unitamente alle curve a tratto continuo tracciate secondo la legge (3), sono riportate, a tratto discontinuo, le curve tracciate secondo la legge (7), esprimendo γ_h tramite la formula [HARDIN e DRNEVICH, 1972b]:

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \{1 + a \cdot \exp[-b(\gamma/\gamma_r)]\} \quad (14)$$

dove le costanti a e b sono state calcolate secondo le correlazioni empiriche proposte dagli stessi autori sulla base delle modalità di carico. È possibile notare che le curve a tratto continuo risultano essere in buon accordo con i valori sperimentali; una certa divergenza si nota con le curve tratteggiate. Da ciò si dedurrebbe che l'argilla di Catania segue il comportamento iperbolico espresso dalla (1).

Accertata la validità del legame iperbolico, e pertanto delle leggi (9) e (11), definita la legge (10) che esprime la variazione del modulo normalizzato G/G_0 , è stato possibile studiare l'influenza che alcuni parametri geotecnici esercitano su $G(\gamma)$ valutando l'effetto che tali parametri esercitano su G_0 .

In generale si può affermare che per i terreni coesivi G_0 dipenda principalmente dall'indice dei vuoti, dal grado di sovraconsolidazione, dall'indice di plasticità, dalla pressione efficace media [HARDIN e BLACK, 1968, 1969; HUMPHRIES e WAHLS, 1968], e dal tempo di consolidazione [MARCUSON e WAHLS, 1972], dal coefficiente di spinta a riposo e dalla rotazione degli assi principali d'inerzia in connessione con l'anisotropia del terreno [JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1986]. In questa sede, pur non

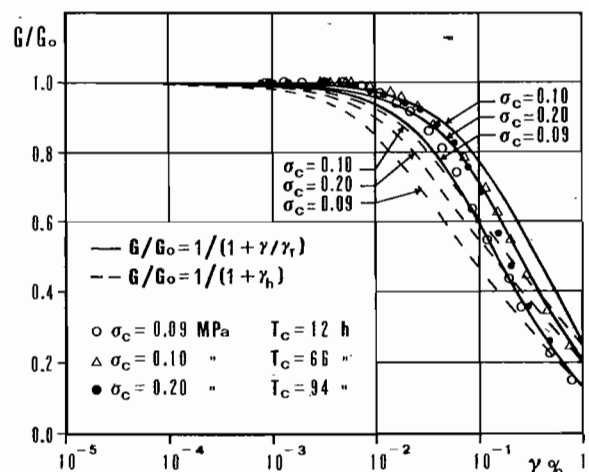


Fig. 10 - Modulo normalizzato calcolato secondo HARDIN e DRNEVICH [1972b].

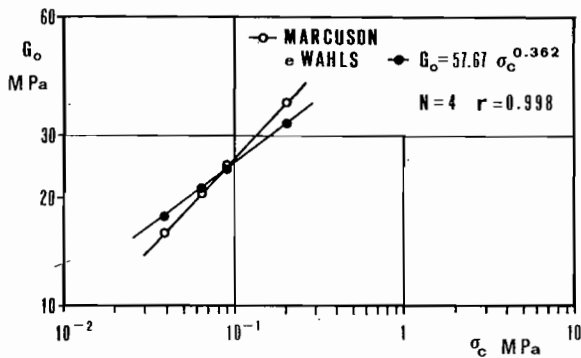


Fig. 11 - Modulo trasversale iniziale.

essendo stata compiuta una opportuna analisi sulla dipendenza di G_0 dai parametri geotecnici indicati, si è ritenuto utile valutare l'entità di G_0 in relazione soprattutto alla pressione di consolidazione σ_c ed al tempo di consolidazione t , successivo alla consolidazione primaria, correlato alla viscosità dello scheletro solido.

Nella fig. 11 viene riportata la variazione del modulo G_0 in funzione della tensione di consolidazione; tale variazione risulta interpretabile tramite una retta in un piano bilogarithmico e assume la seguente espressione:

$$G_0 = 57,67 \sigma_c^{0,362} \quad (\text{MPa}) \quad (15)$$

Questa espressione è posta a confronto con la legge proposta da MARCUSON e WAHLS [1972] per argille di elevata compressibilità:

$$G_0 = 14,2 \frac{(4,4 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad (16)$$

dove $\bar{\sigma}_0$ = pressione media efficace

È possibile rilevare una notevole convergenza fra le due curve.

Sostituendo la (15) nella (10) si ottiene la legge di correlazione fra il modulo trasversale, la deforma-

zione ciclica e la tensione di consolidazione, secondo l'espressione:

$$G = \frac{57,67 \sigma_c^{0,362}}{1 + 7,15 \gamma^{1,223}} \quad (\text{MPa}) \quad (17)$$

che viene riportata in fig. 12 unitamente ai valori sperimentali.

Nell'espressione (17) non si è tenuto conto del-

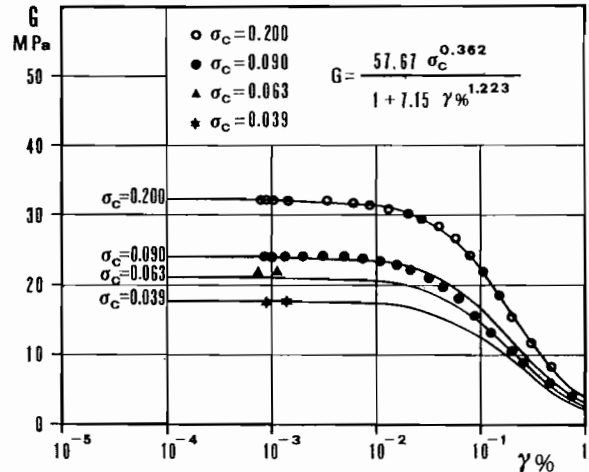


Fig. 12 - Legge di correlazione del modulo trasversale.

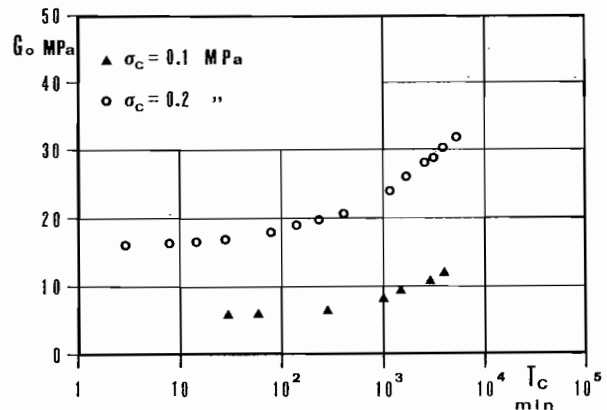


Fig. 13 - Variazione del modulo iniziale col tempo di consolidazione.

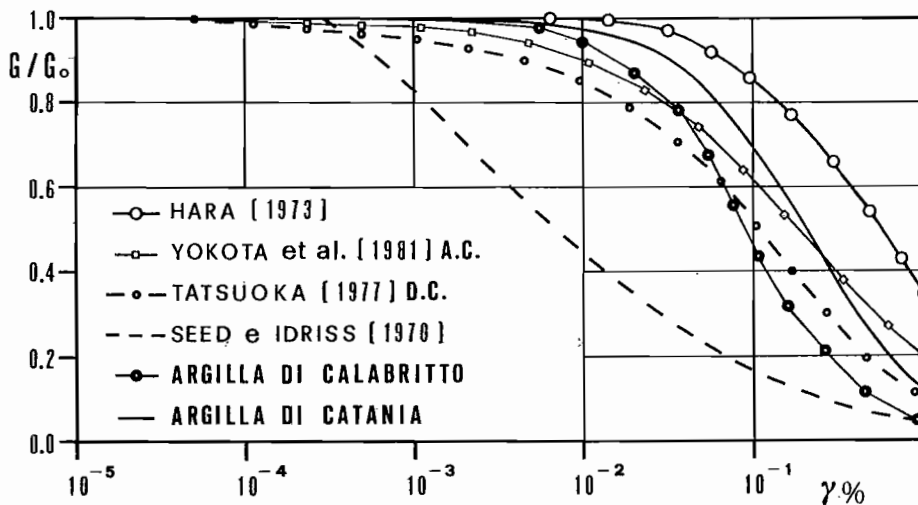


Fig. 14 - Confronto dei valori del modulo normalizzato per diversi terreni argillosi.

l'influenza del tempo di consolidazione; a tal riguardo si può ipotizzare, come già detto, che la variazione del tempo di consolidazione abbia l'effetto di traslare la curva $G(\gamma, \sigma_c)$ senza alterarne l'andamento. In fig. 13 viene evidenziato l'effetto che il tempo di consolidazione ha sul modulo iniziale G_0 ; ulteriori ricerche sono necessarie per valutarne l'effetto su $G(\gamma)$.

In fig. 14 viene eseguito il confronto fra la legge (10) con quelle proposte da altri autori per terreni argillosi. In particolare risulta interessante il confronto con la curva rappresentativa dell'argilla di Calabritto [MAUGERI e CARRUBBA, 1985a]. Si può notare che il valore del modulo normalizzato dell'argilla di Catania, di tipo soffice, risulta superiore a quello della argilla di Calabritto di tipo più rigido, denotando, per questa ultima, un più basso valore di γ_r . Da un punto di vista generale si può ritenere che l'argilla di Catania presenti una legge abbastanza concordante con quelle proposte da alcuni autori giapponesi tra cui HARA [1973], YOKOTA *et al* [1981] per argille alluvionali e TATSUOKA [in IWASAKI *et al*, 1977] per argille diluviali. Un certo disaccordo è stato rilevato nei confronti della legge proposta da SEED e IDRISSE [1970].

5. Analisi delle prove di colonna risonante: rapporto di smorzamento

Contemporaneamente alle determinazioni del modulo normalizzato si sono eseguite determinazioni del rapporto di smorzamento di taglio utilizzando due diversi metodi di prova: seguendo il metodo denominato «Steady-State» le misure vengono effettuate allorché il provino raggiunge la frequenza di risonanza; seguendo il metodo denominato «Amplitude-Decay» le misure vengono effettuate nella fase di decadimento dell'eccitazione.

Nelle fig. 15 e 16 sono riportati i valori ottenuti utilizzando i due metodi sopra descritti; nella fig. 17, unitamente ai valori sperimentali, sono riportate le curve valutate secondo le espressioni (6) e (8). Tali curve sono state calcolate introducendo i valori di ξ_{\max} forniti dalla seguente espressione [HARDIN e DRNEVICH, 1972b]:

$$\xi_{\max} = 31 - (3 + 0,03f)\bar{\sigma}_c^{1/2} + 1,5f^{1/2} - 1,5\log N \quad (18)$$

Per valori della frequenza mediamente pari a $f=20$ cicli al secondo e ripetizioni dei cicli mediamente pari a $N=1000$, sono stati ottenuti valori di ξ_{\max} compresi tra 28% e 29% per le tre pressioni di consolidazione adottate pari a 0,09–0,10 e 0,20 MPa. Per la determinazione delle curve secondo

l'espressione (6) è stato adottato lo stesso valore γ_r utilizzato nel calcolo del modulo normalizzato.

Per la determinazione delle curve secondo l'espressione (8), è stata utilizzata l'espressione di γ_h fornita dalla (14), introducendo i valori dei coefficienti a e b , relativi al caso di smorzamento, valutati secondo le espressioni proposte da HARDIN e DRNEVICH [1972b]. Si può osservare una certa divergenza delle leggi calcolate secondo HARDIN e DRNEVICH dai valori determinati mediante le prove di colonna risonante; si può ritenere che questa divergenza non

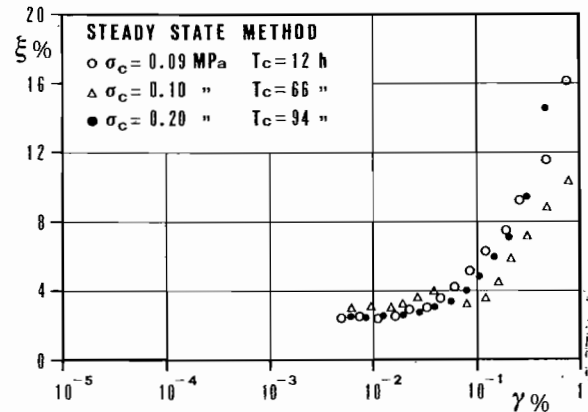


Fig. 15 - Valori del rapporto di smorzamento ottenuti con il metodo «Steady-State».

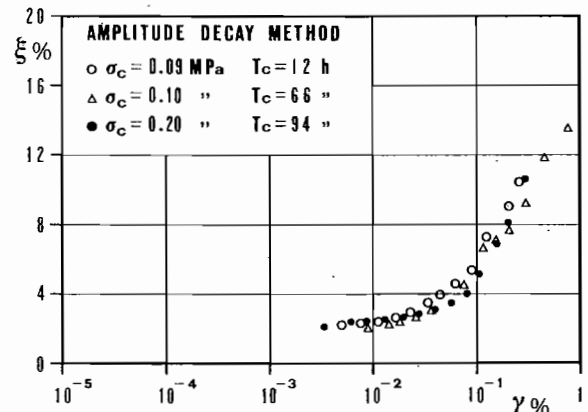


Fig. 16 - Valori del rapporto di smorzamento ottenuti con il metodo «Amplitude-Decay».

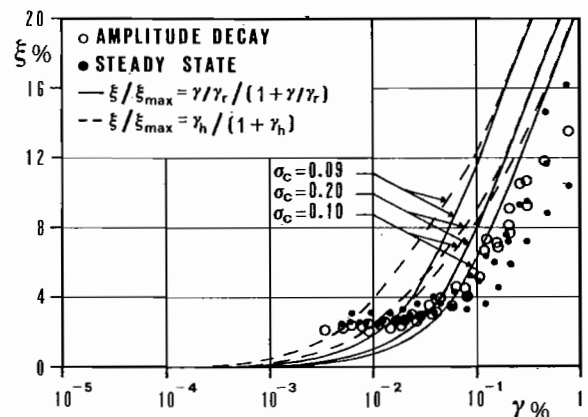


Fig. 17 - Rapporto di smorzamento calcolato secondo HARDIN e DRNEVICH (1972b).

dipenda tanto da una deviazione di comportamento del terreno dalla legge iperbolica (1), perché tale divergenza non è emersa nella valutazione dei moduli di taglio normalizzati, quanto dalla supposta ipotesi di legame lineare esistente fra lo smorzamento γ ed il modulo normalizzato G/G_0 secondo la espressione (4).

Si può pertanto ritenere che nel caso in esame il legame esistente tra lo smorzamento ed il modulo normalizzato sia di tipo esponenziale [YOKOTA *et al.*, 1981].

Nelle fig. 18 e 19 si sono riportati in diagramma semilogaritmico i valori puntuali relativi ai due diversi metodi di misura dello smorzamento: l'allineamento dei valori secondo delle rette, in modo più marcato per le misure eseguite con il metodo Steady-State, conferma l'esistenza di un legame esponenziale; tale legame è riscontrabile anche dall'andamento dei valori di fig. 20 relativa al complesso delle prove eseguite. Sempre in fig. 20 si è riportato come confronto il legame espresso attraverso la (5) relativo al criterio di Masing applicato al legame iperbolico di HARDIN e DRNEVICH, e in questo caso la divergenza dai valori sperimentali risulta elevata.

Eseguendo le regressioni statistiche sui risultati ottenuti sono state dedotte le leggi di correlazione fra lo smorzamento ed il modulo normalizzato G/G_0 per entrambi i metodi utilizzati per la misura dello smorzamento. Tali leggi, il cui andamento è riportato nelle fig. 21 e 22 assumono le seguenti espressioni:

$$\xi\% = 28,12 \exp(-2,50 G/G_0) \quad (19)$$

valida per il metodo «Amplitude-Decay»

$$\xi\% = 19,87 \exp(-2,16 G/G_0) \quad (20)$$

valida per il metodo «Steady-State».

Si può osservare che la struttura delle due espressioni è del tipo:

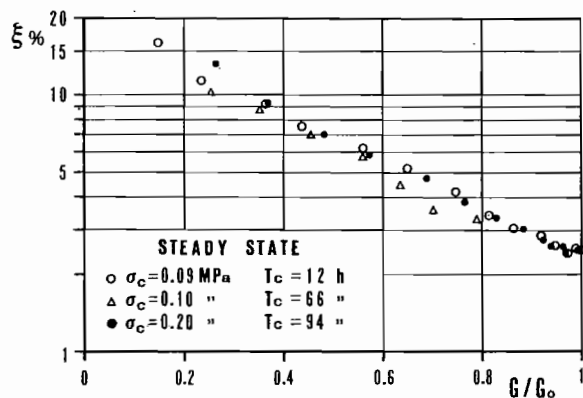


Fig. 18 - Correlazione $\xi - G/G_0$ per il metodo «Steady-State».

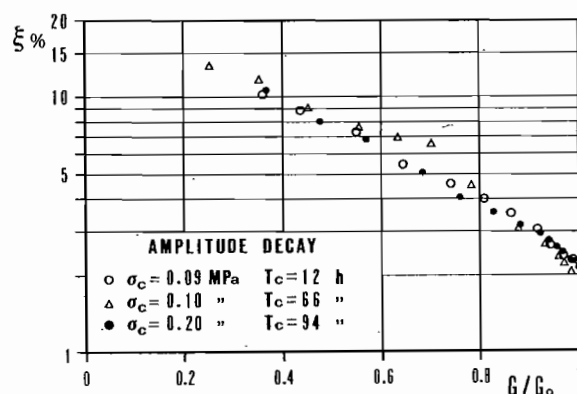


Fig. 19 - Correlazione $\xi - G/G_0$ per il metodo «Amplitude-Decay».

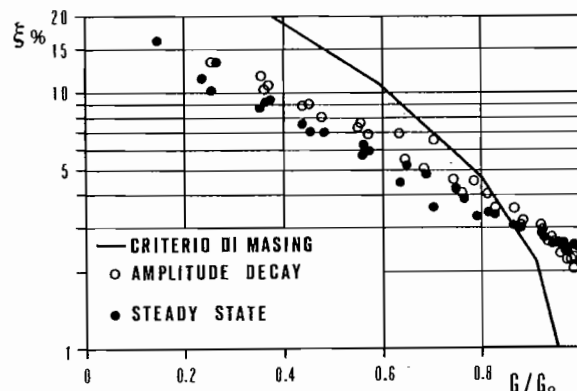


Fig. 20 - Correlazione $\xi - G/G_0$ per l'insieme delle prove eseguite.

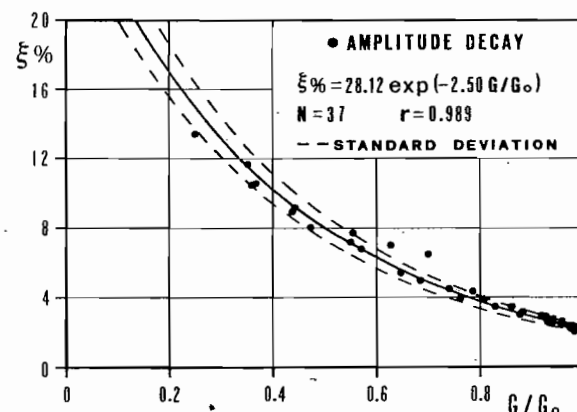


Fig. 21 - Legge di correlazione $\xi - G/G_0$ per il metodo «Amplitude-Decay».

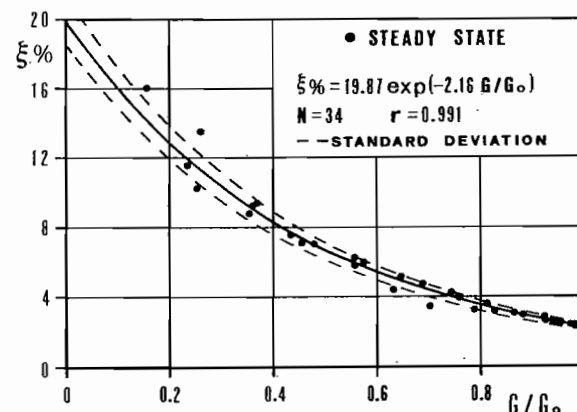


Fig. 22 - Legge di correlazione $\xi - G/G_0$ per il metodo «Steady-State».

$$\xi = \xi_{\max} \exp(\lambda G/Go) \quad (21)$$

dove si hanno i valori: $\xi_{\max} = 28,12\%$ per il metodo «Amplitude-Decay» e $\xi_{\max} = 19,87\%$ per il metodo «Steady-State». Ne segue che il metodo «Amplitude-Decay» fornisce un valore dello smorzamento massimo praticamente coincidente con quello deducibile dalla espressione (18) di HARDIN e DRNEVICH [1972b] mentre il metodo «Steady-State» fornisce un valore di ξ_{\max} inferiore ai precedenti.

Sostituendo nelle (19) e (20) il valore di G/Go fornito dalla (10) si sono derivate le leggi di correlazione diretta fra lo smorzamento ξ e la deformazione γ ottenendo le seguenti espressioni:

$$\xi\% = 28,12 \exp[-2,50/(1+7,15\gamma\%^{1,223})] \quad (22)$$

valida per il metodo «Amplitude Decay», e

$$\xi\% = 19,87 \exp[-2,16/(1+7,15\gamma\%^{1,223})] \quad (23)$$

valida per il metodo «Steady State».

Dall'andamento delle curve, riportate nelle fig. 23 e 24, è possibile notare la presenza di un valore minimo dello smorzamento per deformazioni angolari molto piccole. Tale valore può essere

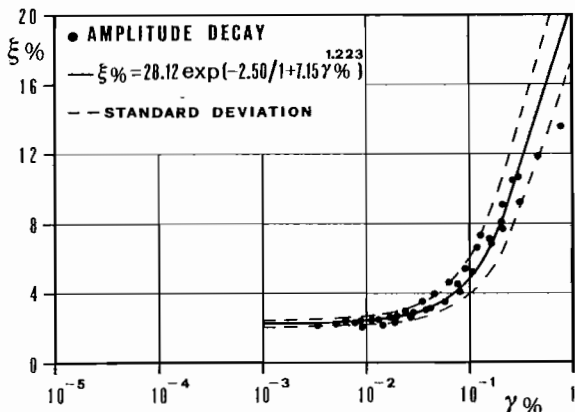


Fig. 23 - Legge di correlazione fra lo smorzamento e la deformazione angolare per il metodo «Amplitude-Decay».

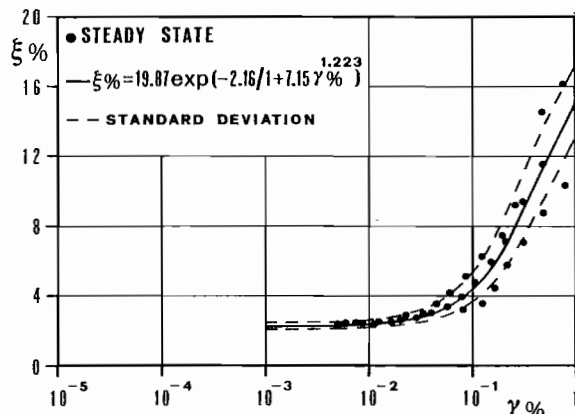


Fig. 24 - Legge di correlazione fra lo smorzamento e la deformazione angolare per il metodo «Steady-State».

determinato per via analitica eseguendo il limite tendente a zero delle espressioni (22) e (23); così procedendo sono stati ottenuti i seguenti valori: $\xi_{\min} = 2,31\%$ per il metodo «Amplitude-Decay» e $\xi_{\min} = 2,29\%$ per il metodo «Steady-State». Si può notare che non vi è praticamente sensibile divergenza tra i valori di ξ_{\min} determinati con i due metodi, mentre una certa divergenza è stata riscontrata per i valori di ξ_{\max} .

Le leggi (22) e (23) assumono in definitiva la seguente forma:

$$\xi = \xi_{\max} \exp[\lambda/(1+\alpha\gamma\beta)] \quad (24)$$

con α , β , λ dipendenti dal tipo di terreno e determinati per via statistica. Qualora si volesse introdurre anche l'influenza della tensione di consolidazione sullo smorzamento, sostituendo nelle (19) e (20) l'espressione del modulo normalizzato fornita dalla (12), si otterrebbero le seguenti espressioni:

$$\xi\% = 28,12 \exp[-2,50/(1+4,42\sigma_c^{0,152} \gamma\%^{1,131})] \quad (25)$$

valida per il metodo «Amplitude-Decay», e

$$\xi\% = 19,87 \exp[-2,16/(1+4,42\sigma_c^{0,152} \gamma\%^{1,131})] \quad (26)$$

valida per il metodo «Steady-State».

Tuttavia è da osservare che per il terreno in esame l'influenza della tensione di consolidazione sulle leggi di variazione dello smorzamento, risulta essere molto modesta e comunque meno marcata di quanto non avvenga nel caso della determinazione

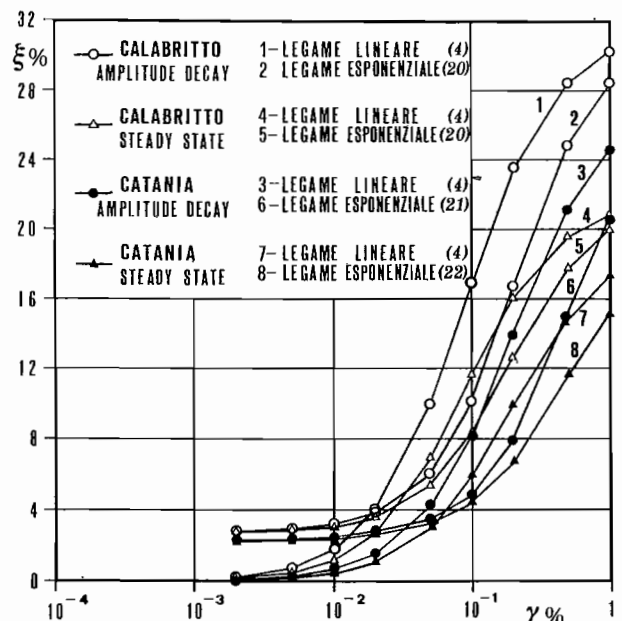


Fig. 25 - Confronto fra varie leggi di smorzamento per le argille di Catania e di Calabritto.

della legge di decadimento del modulo di taglio normalizzato.

Le maggiori incertezze nella determinazione delle leggi di correlazione tra il rapporto di smorzamento e la deformazione angolare, dipendono dal tipo di legame ipotizzato tra il rapporto di smorzamento ed il modulo normalizzato di taglio. Dalle curve di fig. 25, tracciate per i valori di ξ_{max} 28,12% e 19,87% dati dalle (19) e (20) per l'argilla di Catania, e per i valori di ξ_{max} 31,62% e 21,81% rispettivamente per il metodo «Amplitude-Decay» e «Steady-State», forniti da CARRUBBA e MAUGERI [1985b] per l'argilla di Calabritto, è possibile notare la divergenza tra la correlazione lineare (4) ipotizzata da HARDIN e DRNEVICH [1972b] e la correlazione di tipo esponenziale ipotizzata da YOKOTA *et al.* [1981], che ha dato origine alle espressioni (19) e (20).

Ambedue le argille di Catania e di Calabritto seguono la correlazione di tipo esponenziale tra il rapporto di smorzamento ed il modulo di taglio normalizzato; nel caso di utilizzazione di una correlazione lineare alla HARDIN e DRNEVICH [1972b], si avrebbero divergenze dai dati sperimentali fino al 47%, come nel caso dei risultati ottenuti per l'argilla di Calabritto con il metodo «Amplitude-Decay» in corrispondenza della deformazione angolare ciclica $\gamma = 2 \cdot 10^{-1} \%$.

Nella fig. 26 è stato eseguito il confronto delle due curve di smorzamento per l'argilla di Catania, con quelle proposte da altri autori per terreni coesivi; un buon accordo si rileva con la curva di YOKOTA *et al.* [1981] valida per argille alluvionali, mentre una moderata discordanza si rileva con le curve di SEED e IDRIS [1970], HARA [1973] e Tatsuoka [in IWASAKI *et al.*, 1977] e valida per le argille diluviali.

Dalla fig. 26 si rileva che il metodo «Amplitude-Decay» tende a dare valori dello smorzamento più elevati di quelli ottenuti con il metodo «Steady-

State». Un simile comportamento è stato riscontrato da CARRUBBA e MAUGERI [1985b] per l'argilla di Calabritto, e da LO PRESTI [1987]; un comportamento opposto è stato riscontrato da MARCUSON e WAHLS [1978], i quali peraltro suggeriscono l'opportunità di condurre ulteriori ricerche sull'argomento, mentre DRNEVICH *et al.* [1978] affermano che in linea teorica ambedue i metodi dovrebbero fornire i medesimi risultati, ma praticamente il metodo «Amplitude-Decay» diventerebbe approssimato nel caso in cui il piatto passivo non risultasse rigidamente fisso.

6. Conclusioni

Nel presente lavoro sono state determinate, per un'argilla di note caratteristiche in campo statico, le leggi analitiche della variazione del modulo di taglio dinamico normalizzato e del rapporto di smorzamento di taglio partendo dai valori delle prove di colonna risonante. In particolare sono state esaminate le influenze esercitate da alcuni fattori su tali leggi, tra cui anche l'influenza esercitata da due diversi metodi di misura dello smorzamento.

Per quanto riguarda il modulo normalizzato, la legge di HARDIN e DRNEVICH [1972b] nella forma non modificata dall'introduzione della deformazione iperbolica γ_h , si è dimostrata adatta ad interpretare i dati sperimentali; altrettanto valide sono da ritenersi altre leggi di comportamento fornite da vari autori per lo più giapponesi. Per quanto riguarda lo smorzamento, viceversa, la legge proposta da HARDIN e DRNEVICH [1972b], basata su un legame lineare tra il rapporto di smorzamento ed il modulo normalizzato di taglio, non si adatta ad interpretare in modo soddisfacente i dati sperimentali, e in fig. 25 è possibile notare per l'argilla di Catania, divergenza del 75% per la deformazione

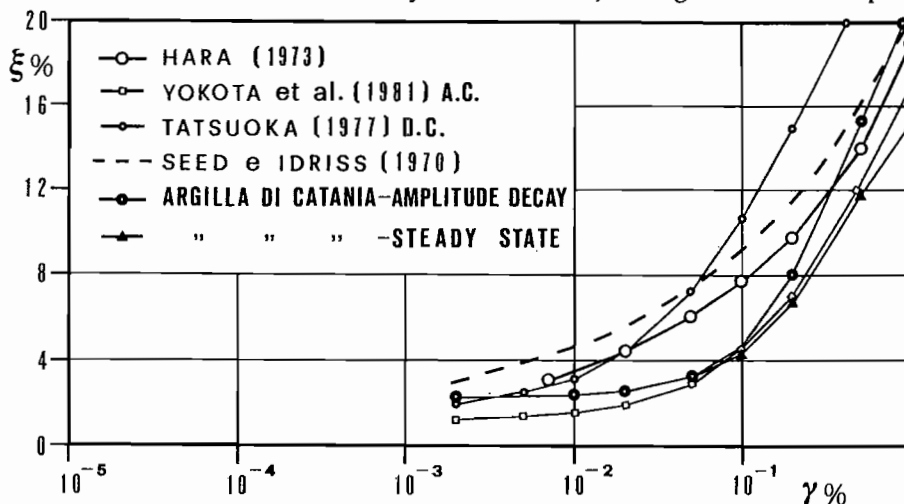


Fig. 26 - Confronto dei valori del rapporto di smorzamento per diversi terreni coesivi.

angolare di $2 \cdot 10^{-1}\%$ relativamente al metodo «Amplitude Decay». Similmente neanche la legge fornita dall'applicazione del criterio di Masing al legame iperbolico di HARDIN e DRNEVICH, ha fornito risultati soddisfacenti.

Sono state pertanto individuate altre leggi di comportamento basate su un legame esponenziale tra il rapporto di smorzamento ed il modulo di taglio normalizzato, secondo quanto suggerito da YOKOTA *et al* [1981].

È stato accertato che il modulo trasversale ed il rapporto di smorzamento dipendono sensibilmente oltre che dalla deformazione angolare, anche dalla pressione e dal tempo di consolidazione. Per quanto riguarda i valori normalizzati del modulo e del rapporto di smorzamento, è stata notata una certa influenza della pressione di consolidazione, più marcata nel caso del modulo normalizzato, mentre per quanto riguarda l'effetto del tempo di consolidazione, che appare per questo tipo di terreno meno influente sui risultati, sono necessarie ulteriori ricerche [Marcuson e WAHLS, 1972, 1978].

Apprezzabili divergenze sono state rilevate nella determinazione della curva di smorzamento a seconda del metodo utilizzato; il metodo «Amplitude-Decay» ha fornito valori più elevati rispetto al metodo «Steady State»; tali divergenze, nel campo delle deformazioni angolari esaminato, raggiungono un massimo del 33% in corrispondenza di una deformazione angolare dell'1% (fig. 26); su questo argomento sono necessarie ulteriori ricerche.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Prof. Ing. Michele Jamiolkowski per la bibliografia fornita, per i consigli ricevuti e per la revisione del testo.

BIBLIOGRAFIA

- BALDI G., SILVER L.M. (1983) - *La caratterizzazione dinamica dei terreni in laboratorio: prove standard e nuovi sviluppi*. Atti del XV Convegno Nazionale di Geotecnica, Spoleto, 4-6 Maggio 1983, vol. 1, pp. 13-25.
- CARRUBBA P., MAUGERI M. (1985a) - *Modulo dinamico trasversale di una argilla*. Atti della Riunione del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica del C.N.R., Roma, Marzo 1985.
- CARRUBBA P., MAUGERI M. (1985) - *Smorzamento di taglio di un terreno argilloso*. Atti della Riunione del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica del C.N.R. Roma, Marzo 1985.
- CUNNY R.W., FRY Z.B. (1973) - *Vibratory in situ and laboratory soil moduli compared*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 99, No. SM12, pp. 1055-1076.
- DRNEVICH V.P., HARDIN B.O., SHIPPY D.J. (1978) - *Modulus and Damping of soils by the resonant column method*. ASTM, STP 654, pp. 91-125.
- HARA A. (1973) - *Dynamic characteristics of ground and its appli-*

cations. Proc. 2nd Symposium on Ground Vibration. Architectural Institute of Japan, pp. 33-39 (in Japanese).

- HARDIN B.O., DRNEVICH V.P. (1972a) - *Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions, SM6, June 1972.
- HARDIN B.O. DRNEVICH V.P. (1972b) - *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 98, No. SM7, July 1972, pp. 667-691.
- HUMPHRIES W.K., WAHLS H.E. (1968) - *Stress history effects on dynamic modulus of clay*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 94, No. SM2, Mar. 1968, pp. 371-389.
- IMAI T., KANEMORI T., TANOUCHE K. (1979) - *Determination of dynamic deformation characteristics of soils by seismic methods and laboratory tests*. OYO Technical Note, Oct. 1979, RP-4106.
- ISHIHARA K. (1982) - *Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis*. Numerical Models in Geomechanics. Balkema, Rotterdam, Dugar, Pande, Studer Edit, pp. 1-23.
- IWASAKI T., TATSUOKA F., YOKOTA K. (1977) - *Results of laboratory test for shear modulus on undisturbed clay*. Proc. 12th Annual Meeting JSSMFE, pp. 433-436 (in Japanese).
- JAMIOLKOWSKI M., LO PRESTI D., PASQUALINI E. (1986) - *Behaviour of soil at small strain*. Proc. of the International Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic Areas. vol. 4.
- KONDNER R.L. (1963) - *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 89, No. SM1, Proc. Paper 3429, Feb. 1963, pp. 115-143.
- LO PRESTI D. (1987) - *Comunicazione personale*.
- MARCUSON W.F., WAHLS H.E. (1972) - *Time effects on dynamic shear modulus of clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Dec. 1972, No. SM 12, vol. 98, pp. 1359-1373.
- MARCUSON W.F., WAHLS H.E. (1978) - *Effects of time on damping ratio of clays*. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP 654, American Society for Testing and Materials, pp. 126-147.
- MAUGERI M. (1977) - *In situ measurement of E_u in clay with a new dilatometer*. Paper Submitted to the IX ICSMFE, Tokio, July 1977, 15 p., 12 fig., Discussion in Proc. IX ICSMFE, vol. 3, pp. 496-497.
- META G., PEDRONI S. (1983) - *Caratteristiche statistiche e dinamiche di alcune argille*. Atti del XV Convegno Nazionale di Geotecnica, Spoleto, 4-6 Maggio 1983, vol. 1, pp. 163-171.
- SEED H.B., IDRIS I.M. (1969) - *Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 95, No. SM1, Jan. 1969, pp. 99-137.
- SEED H.B., IDRIS I.M. (1970) - *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December 1970.
- TATSUOKA F. (1977) - *Riportato in IWASAKI et al* [1977].
- YOKOTA K., IMAI T., KONNO M. (1981) - *Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests*. OYO Technical Report, No. 3 - 1981, pp. 13-36.

SUMMARY

Dinamic properties of a cohesive soil from resonant column tests

The behaviour of a cohesive soil in the range of small cyclic shear deformations has been analysed with regard to dynamic shear modulus $G(\gamma)$ and hysteretic damping $\xi(\gamma)$.

The investigation is performed by means of resonant column tests on undisturbed samples of «Piana di Catania» clay; some law of correlation are presented for the direct and normalized relation between both shear modulus and damping ratio versus cyclic shear strain.

With regard to shear modulus, the influences of cyclic strain level, stress consolidation level and time of secondary consolidation are investigated.

The comparison with the well known HARDIN and DRNEVICH [1972b] theory was successful (fig. 10) confirming the existence of an hyperbolic relation for the skeleton curve in terms of equivalent shear modulus G (γ)

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (3)$$

It has been found that no correction for hyperbolic deformation was necessary.

On the other hand the utilization of the proposed procedure by YOKOTA *et al.* [1981] which implies an empirical law in the form:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \sigma_c^{\delta} \gamma^{\beta}} \quad (11)$$

was also successful (fig. 8, 9) revealing a large range of possibility in modelling the skeleton curve for cohesive soils.

It has been found that the normalized shear modulus is very little sensitive to consolidation stress level and time of secondary consolidation, while it is principally sensitive to cyclic strain level (fig. 7).

A comparison of normalized shear modulus versus cyclic shear deformation was performed between the soft «Piana di Catania» clay and the more stiff «Calabritto» clay (fig. 14).

Such a comparison has shown that the normalized shear modulus is more influenced by the cyclic shear deformation level in the case of stiff clay.

With regard to damping ratio, the influence of cyclic strain level and measurement procedures (Steady-State and Amplitude-Decay method) are investigated. Some discrepancy were noticed between laboratory data and the HARDIN and DRNEVICH [1972b] theory.

In particular the relationship indicated by HARDIN and DRNEVICH [1972b]:

$$\frac{\xi}{\xi_{\max}} = 1 - \frac{G}{G_0} \quad (4)$$

is not in agreement with experimental data (fig. 17).

On the other hand the relation proposed by YOKOTA *et al* [1981] (fig. 21 e 22)

$$\frac{\xi}{\xi_{\max}} = \exp \left[\lambda \frac{G}{G_0} \right] \quad (21)$$

was found suitable, so indicating a more complex shape of the hysteresis loop than that assumed in the hypothesis of HARDIN and DRNEVICH [1972b].

Some disagreements were encountered in measuring damping ratio with the two methods; particularly the Amplitude-Decay method would furnish an highest value of damping than Steady-State; such difference would be at least of the order of 33% for $\gamma \approx 1\%$.