

# INDAGINI GEOTECNICHE AI SENSI DELL'OPCM 3274 (E SUCCESSIVE MODIFICAZIONI) E EC8: UN'ANALISI CRITICA

## SOIL TESTING: A CRITICAL ANALYSIS IN THE FRAMEWORK OF EC8 AND OPCM 3274

DIEGO C.F. LO PRESTI<sup>(\*)</sup>, NUNZIANTE SQUEGLIA<sup>(\*)</sup>, ORONZO PALLARA<sup>(\*\*)</sup>,  
ELENA MENSI<sup>(\*\*)</sup> & MAURIZIO FERRINI<sup>(\*\*\*)</sup>

<sup>(\*)</sup> Università degli Studi di Pisa, Dipartimento di Ingegneria Civile, via Diotisalvi 2, 56126 Pisa, Italy

<sup>(\*\*)</sup> Politecnico di Torino, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, via Diotisalvi 2, 56126 Torino, Italy

<sup>(\*\*\*)</sup> Dirigente Servizio Sismico Regione Toscana

### INTRODUZIONE

L'OPCM 3274 del 20 Marzo 2003 e le sue successive modificazioni rappresentano una versione semplificata dell'Eurocode 8 (2003). Più precisamente, l'OPCM 3274 (2003) riconosce, in perfetta sintonia con l'Eurocode 8 (2003), l'importanza delle condizioni geologiche, geo - morfologiche e geotecniche sia per la definizione del moto sismico atteso, e quindi delle azioni sismiche, sia per la verifica della stabilità del suolo (idoneità del sito), sia per le verifiche di stabilità del complesso fondazione-terreno. Tuttavia, mentre l'Eurocode 8 (2003) completa la serie degli Eurocodici, l'OPCM 3274 (2003) fa riferimento, per ciò che riguarda le indagini geotecniche al DM.LL.PP. (1988), i cui principi ispiratori sono significativamente differenti da quelli che stanno alla base della progettazione agli stati limite. Questa lacuna è solo parzialmente mitigata dalla recente approvazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (2005) che riprendono dall'Eurocode 7 (2004) le verifiche geotecniche dello stato limite ultimo di fondazioni superficiali e profonde in condizioni "non-sismiche", senza tuttavia fornire indicazioni dettagliate sulle indagini geotecniche.

In particolare, nella presente nota, si vuole trattare criticamente quella parte degli allegati 2 e 4 dell'OPCM 3274 (2003) che riguardano le indagini geotecniche.

### PARAMETRI DI INTERESSE

La Tabella 1 sintetizza i parametri di interesse ai sensi dell'OPCM 3274 (2003) e dell'Eurocode 8 (2003) e le indagini che ne consentono la determinazione.

Più precisamente, l'OPCM 3274 (2003) fornisce indicazioni specifiche sui parametri di interesse e la loro determinazione unicamente in relazione ai seguenti aspetti:

- determinazione del tipo di suolo;
- analisi del rischio di liquefazione;
- analisi di stabilità dei pendii;
- opere di sostegno.

In particolare, per quel che riguarda il tipo di suolo le indicazioni dell'OPCM 3274 (2003) sono sintetizzate in Tabella 2.

### INTRODUCTION

The Italian Code OPCM 3274, published in 2003, represents the introduction of Eurocodes approaches in Italy. In particular, the Italian code recognizes the importance of geological, morphological and geotechnical conditions in definition of seismic motion. However, whereas the Eurocode 8 acts in the context of Eurocodes, the Italian Code introduces some features not in agreement with the other Italian Codes. The recent publication of "Norme Tecniche per le Costruzioni" in 2005 partially overcomes this problem, since among other things soil testing is not discussed.

In the paper the annexes 2 and 4 of Italian Code OPCM 3274 will be analysed, in particular with respect soil testing.

### PARAMETERS

Table 1 show a list of both parameters requested by Italian Code and Eurocode 8 and test needed for their determination.

The Italian Code reports clear indications about relevant parameters with reference the following items:

- determination of round type;
- risk of liquefaction;
- slope stability;
- retaining structures.

Table 2 shows values of relevant parameters to ground type classification.

PARAMETRO	INDAGINI
Tipo di suolo (S)	Prove geofisiche ( $V_{s30}$ ), oppure prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT - $N_{spt}$ ), oppure prove triassiali di tipo UU o CU su campioni indisturbati o indagini in sito CPT, FVT ( $C_u$ )
Resistenza alla liquefazione (CSR)	Prove geofisiche ( $V_s$ ), oppure prove penetrometriche in foro (SPT- $N_{spt}$ ), oppure prove penetrometriche statiche (CPT- $q_c$ )
Parametri di resistenza in condizioni drenate ( $c'$ , $\phi'$ )	Prove di taglio diretto (TD) o triassiali tipo CD e CU per i terreni campionabili oppure prove penetrometriche statiche o dinamiche per i terreni non campionabili
Resistenza al taglio in condizioni non drenate ( $C_u$ , $\tau_{cyc,u}$ )	In laboratorio: prove triassiali tipo UU o CU, prove triassiali cicliche non drenate in controllo di carico (CLTX) In sito: prove scissometriche (FVT) o penetrometriche statiche (CPT) nei terreni a grana fine; prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT) o statiche (CPT) nei terreni a grana grossa
Parametri di rigidezza e smorzamento (curve G- $\gamma$ , D- $\gamma$ )	Prove di colonna risonante (RCT) o taglio torsionale ciclico (CLTST), oppure prove triassiali cicliche speciali in controllo di deformazione (CLTX)

Tab. 1 - Parametri di interesse

SUOLO	$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{spt}$	$C_u$ (kPa)
A: (Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi)	> 800	---	---
B: Granulari molto addensati, fini molto consistenti	360 - 800	> 50	> 250
C: Granulari mediamente addensati, fini mediamente consistenti	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D: Granulari poco addensati, coesivi poco consistenti	< 180	< 15	< 70
E: Depositi alluvionali tipo C, D con spessore 5-20 m su suolo tipo A			

Tab. 2 - Definizione del tipo di suolo

Dal punto di vista pratico è necessario discriminare tra suolo tipo A (roccia o suolo duro), suolo tipo D (terreni granulari poco addensati e a grana fine poco consistenti con spessori superiori a 20 m) e suoli tipo B, C, E. Infatti l'OPCM 3274 (2003) indica tre diversi spettri di risposta elastici per i tre gruppi di suolo sopra indicati con tre diversi valori del fattore di amplificazione stratigrafica S pari rispettivamente a 1 (suolo A), 1.25 (suoli B, C, E), 1.35 (suolo D). Inoltre, è necessario discriminare suoli tipo S1 o S2 molto scadenti e per i quali sono richiesti studi specifici per definire lo spettro di risposta.

La discriminazione tra suoli tipo B e C assume interesse, ai sensi dell'OPCM 3274 (2003), unicamente ai fini del progetto dei cordoli di collegamento.

Per individuare il tipo di suolo l'OPCM 3274 (2003) indica tre diversi criteri riportati nella Tabella 2 e basati sulla misura della velocità delle onde di taglio, mediata nei primi 30 m ( $V_{s30}$ ), e ricavata da indagini geofisiche, oppure sul numero di colpi per 30 cm di penetrazione ( $N_{spt}$ ) ricavato da prove SPT in foro di sondaggio, oppure, nel caso dei terreni a grana fine, sulla resistenza al taglio non drenata ( $C_u$ ) ricavata da prove triassiali non consolidate e non drenate (UU) o consolidate e non drenate (CU) oppure da indagini in sito tipo

PARAMETER	TESTS
Ground type (S)	Geophysical test ( $V_{s30}$ ) SPT ( $N_{spt}$ ) Triaxial test, CPT, FVT ( $C_u$ )
Cycling stress ratio (CSR)	Geophysical test ( $V_s$ ) SPT ( $N_{spt}$ ) CPT ( $q_c$ )
Strength parameters in drained conditions ( $c'$ , $\phi'$ )	Direct shear test or triaxial test Dynamic or static penetration tests
Strength parameters in undrained conditions ( $C_u$ , $\tau_{cyc,u}$ )	Monotonic triaxial test Cyclic triaxial test (CLTX) Vane test (FVT) Cone penetration test (CPT) Standard penetration test (SPT)
Stiffness and dumping (G- $\gamma$ , D- $\gamma$ curves)	Resonant column (RCT) Torsional shear test (CLTST) Triaxial cyclic test (CLTX)

Tab. 1 - Parameter

GROUND TYPE	$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{spt}$	$C_u$ (kPa)
A	> 800	---	---
B	360 - 800	> 50	> 250
C	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	< 180	< 15	< 70
E: 5±20 m ground type C or D lied upon ground type A			

Tab. 2 - Ground type classification

From a practical point of view some differences between ground type A (hard soils and rock), D (loose granular soils or cohesive soils) and types B, C and E. In fact the Italian Code indicates three different elastic response spectra with three different amplification factors S for ground type A ( $S = 1$ ), ground type B, C and E ( $S = 1.25$ ) and ground type D ( $S = 1.35$ ). Besides, two further ground types are defined: S1 and S2. For these two ground types special studies and characterization for definition of elastic spectrum are requested.

In order to define the ground type, the Italian Code suggests three different criteria, already reported in Table 2. These criteria are based on determination of mean velocity of shear waves in the ground, number of blows in SPT or undrained shear stress.

Whereas the definition of mean shear wave velocity is quite clear, it is not equally clear the definition of  $N_{spt}$  or  $C_u$  in layered soils.

About liquefaction susceptibility the Italian Code explicitly refers to  $(N_1)_{60}$ , which belongs to  $N_{spt}$  with some normalisation (e.g. LO PRESTI & PUCI, 2001).

About slope stability, the Italian Code stresses the necessity to take into account the development of excess pore pressures or degra-

prove penetrometriche statiche (CPT) o prove scissometriche (FVT).

Tuttavia, mentre la norma è chiara nell'indicare che la velocità delle onde di taglio deve essere mediata nei primi 30 m al di sotto del piano di fondazione, non sono fornite indicazioni altrettanto chiare nel caso dei parametri  $N_{spt}$  o  $C_u$  di depositi stratificati.

A riguardo della valutazione della suscettibilità a liquefazione l'OPCM 3274 (2003) fa esplicito riferimento al parametro  $(N_1)_{60}$ , ricavabile mediante opportune normalizzazioni (si veda ad esempio LO PRESTI & PUCI, 2001), dalla misura di  $N_{spt}$ .

Per le analisi di stabilità di pendio, l'OPCM 3274 (2003) evidenzia il caso particolare di terreni che manifestano, sotto l'azione del sisma, un aumento significativo della pressione interstiziale e una perdita di rigidità (degradazione ciclica). La norma prescrive di determinare sperimentalmente gli effetti della degradazione ciclica e l'aumento della pressione interstiziale, ricorrendo pertanto a prove cicliche non-drenate. In assenza di indagini, la norma citata suggerisce il ricorso a dati di letteratura (correlazioni empiriche) per analisi preliminari.

Più in generale, la norma citata indica di usare, come parametri di resistenza al taglio dei terreni, la resistenza al taglio non drenata  $C_u$  nei depositi a grana fine (prendendo in considerazione l'elevata velocità dei carichi) e la resistenza ciclica non drenata per i terreni granulari  $\tau_{cyc,u}$ .

Per la verifica delle opere di sostegno, viene suggerito dall'OPCM 3274 (2003) anche l'uso del metodo pseudo-statico. Il metodo suggerito, considera terreni dotati di un angolo di resistenza al taglio  $(\phi')$  costante.

L'Eurocode 8 (2003) fornisce indicazioni più precise e chiare. In particolare le analisi, secondo l'Eurocode 8 (2003) parte 5, capitolo 3.1, possono essere effettuate sia in termini di sforzi efficaci, sia in termini di sforzi totali. Nel primo caso è necessario definire oltre ai parametri di resistenza (ad esempio  $c'-\phi'$ ) anche un'opportuna legge empirica per le sovrappressioni interstiziali in funzione del livello di deformazione e del numero di cicli di carico. Ovviamente in terreni asciutti le analisi saranno effettuate in termini di sforzi efficaci. Pertanto l'identificazione della profondità di falda e della sua eventuale escursione stagionale appare un'informazione di estrema importanza.

Per analisi in termini di sforzi totali la norma citata suggerisce di impiegare i seguenti parametri di resistenza:

Terreno	Parametro di resistenza
Grana fine	Resistenza al taglio non drenata
Terreni granulari	
Rocce	Resistenza a compressione monoassiale ( $q_u$ )

Per i terreni a grana fine viene raccomandato di prendere in considerazione eventuali fenomeni di degradazione ciclica e dell'elevata velocità di carico.

Per i parametri di rigidità e smorzamento, in assenza di indagini specifiche, l'Eurocode 8 (2003) suggerisce di impiegare curve  $G-\gamma$ ,  $D-\gamma$ , nell'ambito di analisi lineari-equivalenti, semplificate come quelle riportate in Tabella 3.

dition under cyclic conditions by means of laboratory tests. For preliminary evaluation, empirical correlation are allowed.

For retaining structures, pseudo-static method is allowed, provided the soil does not show negative hardening.

These indications in Eurocode 8 are more detailed. As described in paragraph 3.1 of Eurocode 8 part 5, analyses can be carried out both in effective and total stresses. In the first case the knowledge of effective strength parameters is necessary, as well as the knowledge of a relationship between the excess pore pressures and strain level.

If total stresses are used, the Eurocode 8 suggests the definition of the following parameters:

Soil	Parametro di resistenza
Fine grained	Undrained shear strength
Coarse grained	Undrained cyclic strength ( $\tau_{cyc,u}$ )
Rock	Uniaxial compression strength

With reference to fine grained soils it is recommended to take into account the occurrence of cyclic degradation and the high rate of stress development.

In table 3 the values of Damping ratio and normalised shear stiffness suggests by Eurocode 8 for linear-equivalent analyses are reported.

Accelerazione al suolo ( $\alpha S$ )	Rapporto di smorzamento interno (D)	Rigidezza normalizzata $G/G_0$
< 0.10	0.03	0.80 ( $\pm 0.10$ )
0.20	0.06	0.50 ( $\pm 0.20$ )
0.30	0.10	0.35 ( $\pm 0.20$ )

Tab. 3 - Curve di decadimento di rigidezza e smorzamento

dove:  $\alpha S = \gamma_I (a_g/g) S$  dipende dal tipo di suolo (S), dall'importanza della costruzione ( $\gamma_I$ ), e dalla zona sismica ( $a_g/g$ );  $G_0 = \rho V_s^2$  è la rigidezza a piccole deformazioni calcolata dalla misura della velocità delle onde di taglio (nota la densità  $\rho$  del terreno).

Per quel che riguarda l'identificazione del tipo di suolo, l'Eurocode 8 (2003) prescrive gli stessi criteri già illustrati in Tabella 2. Tuttavia, a differenza dell'OPCM 3274 (2003) gli spettri di risposta elastici dipendono, innanzi tutto, dalla Magnitudo che maggiormente contribuisce alla pericolosità sismica per il sito in esame, ottenuta mediante analisi di de-aggregazione. In particolare sono previste due serie di cinque spettri di risposta elastici, uno per ogni tipo di suolo (A, B, C, D, E) a seconda che la Magnitudo delle onde di superficie risulti maggiore o minore di 5.5.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (2005) prevedono due diversi spettri, uno per lo stato limite ultimo (SLU) ed un altro per lo stato limite di danno (SLD). La differenziazione assomiglia a quella prevista dall'EC8 tra spettri tipo 1 2 che dipendono dalla Magnitudo. Più precisamente lo spettro tipo 2 viene prescritto dall'Eurocode 8 (2003) quando i terremoti, che maggiormente contribuiscono a definire la pericolosità hanno Magnitudo inferiore a 5.5. Gli spettri tipo 2 hanno ampiezze maggiori nel campo delle alte frequenze, come ci si aspetta che accada al decrescere della Magnitudo. Non si comprende invece la necessità di adottare due differenti spettri per SLU e SLD.

### TECNICHE SPERIMENTALI DISPONIBILI

Nel seguito sono illustrate le tecniche sperimentali disponibili per la determinazione dei parametri di interesse con particolare riferimento a:

- caratteristiche delle apparecchiature;
- modalità di prova;
- risultati tipici.

Per semplicità espositiva si distingue tra indagini di laboratorio, che possono essere effettuate solamente sui terreni campionabili, e indagini in situ in genere applicabili a quasi tutti i terreni.

La Tabella 4 riassume le tipologie di indagine ed i parametri determinabili.

Le prove di laboratorio si eseguono di norma su provini ricavati da campioni cosiddetti indisturbati. Ogni prova di laboratorio consiste essenzialmente di due fasi: una prima fase detta consolidazione ha lo scopo di ripristinare le tensioni geostatiche, la seconda fase ha invece lo scopo di sottoporre il provino a sforzi di taglio crescenti secondo un determinato percorso di sollecitazione sino all'eventuale raggiungimento della condizione di rottura. La fase di consolidazione è necessaria perché le proprietà meccaniche dei terreni dipendono dallo stato inizia-

Ground acceleration ( $\alpha S$ )	Damping ratio (D)	Normalized stiffness $G/G_0$
< 0.10	0.03	0.80 ( $\pm 0.10$ )
0.20	0.06	
0.30	0.10	0.35 ( $\pm 0.20$ )

Tab. 3 - Damping ratio and normalized shear stiffness

In which  $\alpha S = \gamma_I (a_g/g) S$  depends upon ground type (S), importance of structure ( $\gamma_I$ ) and seismic zone ( $a_g/g$ ).  $G_0 = \rho V_s^2$  is the shear stiffness related to very small deformation.

Eurocode 8 defines different ground types by means of same criteria reported in Table 2, but elastic response spectra depend on seismic magnitude. Eurocode 8 provides two series of five elastic response spectra, one for magnitudes greater than 5.5, the other for magnitude lower than 5.5. The recently introduced "Norme Tecniche per le Costruzioni" (2005) provides two different spectra related to two different limit states (SLU and SLD). This is in agreement with Eurocode 8 approach, since the different spectra modelled the response to different seismic action. However, it is not clear why the differentiation is related to limit states rather than magnitude.

### METHODS TO PARAMETERS ESTIMATION

In the following the methods to parameters estimation will be illustrated. Attention will be focused on:

- characteristics of experimental equipment;
- testing methods;
- typical results.

As usual, distinction between laboratory and in situ testing will be made. Laboratory tests are limited to soils in which sampling is possible, whereas in situ testing applies to almost all kind of soils.

Table 4 summarizes tests and recoverable parameters.

Tipo di prova	Parametri determinabili
Triassiale ciclica (misura locale) CLTX	$E-\epsilon_a, D-\epsilon_a$
Colonna Risonante (RCT) o Taglio Torsionale ciclico (CLTST)	$G-\gamma, D-\gamma$
Triassiale monotona o ciclica (convenzionale) CU, UU	$C_u, \tau_{cyc,u}, c', \varphi'$
Taglio diretto (TD)	$c', \varphi'$
Edometro	Storia tensionale (OCR), parametri di comprimibilità (CR, RR)
Classificazione (CL)	Caratteristiche fisiche (granulometria) e proprietà indice (limiti di Atterberg)
Sondaggi	Profilo stratigrafico, posizione falda
Prove geofisiche (Sismica a rifrazione, Down-hole, Cross-hole, etc.)	$G_0, V_s$
Prove penetrometriche (SPT, CPT, DP)	$CSR, V_s, \varphi', C_u, \tau_{cyc,u}$
Prove scissometriche	$C_u$

Tab. 4 - Sintesi delle indagini di interesse  
 Note: OCR = grado di sovra-consolidazione; CR = grado di consolidazione; RR = rapporto di ri-consolidazione

le del materiale (struttura, stato di tensione iniziale, indice dei vuoti). Ovviamente, il ripristino delle tensioni geostatiche produce in laboratorio una riduzione dell'indice dei vuoti cosicché ci si trova ad affrontare due esigenze contrastanti. Per tale motivo è consigliabile nella fase di consolidazione non superare i valori delle tensioni geostatiche.

La fase di rottura è di norma realizzata in condizioni non drenate salvo per quelle prove finalizzate alla determinazione dei parametri di resistenza, come la prova di taglio diretto.

E' possibile eseguire le prove di laboratorio anche su campioni ricostituiti. Questo modo di procedere è accettabile quando si analizza la risposta sismica di manufatti umani come dighe in terra, rilevati, terrapieni ecc.

Nel corso delle prove di laboratorio, le condizioni al contorno sono note e quelle di drenaggio sono controllate cosicché è sempre possibile interpretarne i risultati in modo razionale. In virtù di quanto detto, le prove di laboratorio rappresentano un ottimo mezzo per determinare sperimentalmente la non-linearità del terreno. Se si assume che le curve  $G/G_0-\gamma$  non sono influenzate dal grado di disturbo del campione (come alcune evidenze sperimentali suggeriscono), l'impiego delle indagini di laboratorio per determinare la non-linearità della rigidità dei terreni appare giustificato in ogni caso.

In sintesi, una completa e corretta programmazione delle indagini richiede:

- definizioni del numero di verticali (sondaggi) da esplorare;
- profondità massima da raggiungere con le indagini;
- numero di campioni da prelevare e profondità di prelievo, qualora il campionamento sia possibile;
- tipo di campionatore.

I criteri da adottare per definire l'estensione dell'indagine sono quelli usuali (LANCELLOTTA,1993) che fanno riferimento sia alla tipo-

	Parameters
Cyclic triaxial test (CLTX)	$E-\epsilon_a, D-\epsilon_a$
Resonant Column (RCT) or Torsional shear test (CLTST)	$G-\gamma, D-\gamma$
Monotone or cyclic triaxial test (CU, UU)	$C_u, \tau_{cyc,u}, c', \varphi'$
Direct shear test (TD)	$c', \varphi'$
Edometer (ED)	OCR, CR, RR
Classification (CL)	Grain size distribution and index properties (Atterberg limits)
Boreholes	Soil profile, groundwater position
Geophysical test (Down-hole, Cross-hole, etc.)	$G_0, V_s$
Penetrometric tests (SPT, CPT, DP)	$CSR, V_s, \varphi', C_u, \tau_{cyc,u}$
Vane test	$C_u$

Tab. 4 - Summary of testing type and parameters  
 Note: OCR = overconsolidation ratio; CR = consolidation ratio; RR = reconsolidation ratio

A laboratory test consists essentially into two phases. In a first phase the in situ stress are applied, whereas in a second phase the specimen is subjected to a shear stress up to failure condition. Denomination of first phase is "consolidation phase". This phase is necessary to apply to specimen a sort of "initial condition". The second phase, in which a shear stress is applied, is usually carried out in undrained condition, excepted those tests devoted to estimation of strength parameters. In laboratory tests, boundary conditions are always known. As a consequence it is always possible an interpretation of measurements in the framework of soil mechanics. In particular. Laboratory tests are a reliable way to determine non linear behaviour of soil.

Summarizing, a comprehensive soil investigation needs:

- definition of number of soil profile to investigate;
- maximum depth of investigations;
- number of soil samples (if possible);
- sampler type.

As usual, criteria to define extension of investigations are related to extension of human intervention. In order to define the parameter S the depth to reach with investigation is at least 30 m. About laboratory tests, these quantities have to be defined:

- stresses in consolidation phase;
- drainage condition and stress path to reach failure (if relevant);
- cyclic shear stress, number of cycles and frequency.

In order to save space only resonant column test, torsional shear test and cyclic triaxial test will be described. Conventional tests description could be found elsewhere (e.g. LANCELLOTTA, 1993; AGI, 1994; IT REGIONE TOSCANA, 2005).

logia del problema in esame che alla geometria delle fondazioni. Unicamente in relazione alla definizione del tipo di suolo ed alla scelta quindi del parametro  $S$  è necessario raggiungere con le indagini il substrato roccioso o almeno una profondità di 30 m.

Per quel che riguarda la programmazione delle indagini di laboratorio è necessario definire:

- livello delle tensioni di consolidazione;
- condizioni di drenaggio (in genere non drenate) e percorso di sollecitazione in fase di rottura (quando rilevante);
- livello degli sforzi di taglio ciclico imposti, numero di cicli di sollecitazione, frequenza (nel caso delle prove cicliche).

Nel seguito vengono trattate le seguenti prove di laboratorio: Colonna Risonante, Taglio Torsionale, Triassiale. Per ciascun tipo di prova sono indicate le grandezze determinabili evidenziando i limiti ed i pregi di ciascuna metodologia sperimentale. Successivamente sono trattate le prove penetrometriche.

Per le indagini di laboratorio più convenzionali (triassiale, edometro, taglio diretto) si fa riferimento a LANCELLOTTA (1993), AGI (1994), IT REGIONE TOSCANA (2005).

#### Colonna Risonante

La prova viene eseguita in condizioni non drenate su provini cilindrici pieni o cavi usualmente incastrati alla base imponendo una coppia torcente ciclica (sinusoidale) alla testa del provino. La fase di consolidazione è di regola di tipo isotropo. Solamente nel caso di provini cavi è possibile applicare una consolidazione anisotropa con rapporto delle tensioni di consolidazione  $K_c = \sigma'_{hc} / \sigma'_{vc} < 1$ . La scelta di un appropriato valore di  $K_c$  richiede la conoscenza a-priori della storia tensionale del deposito.

La prova consiste nel determinare la frequenza di risonanza ( $f_n$ ). Vengono utilizzati diversi metodi per la determinazione di  $f_n$ . A titolo di esempio si può ricavare  $f_n$  dalla curva di amplificazione ottenuta per un appropriato intervallo di frequenze eccitrici (Figura 1). Nota la frequenza di risonanza, è possibile determinare la velocità di propagazione delle onde di taglio utilizzando la teoria di propagazione delle onde elastiche nelle aste prismatiche. Le equazioni risolventi sono le seguenti:

$$\beta \tan \beta = I_s / I_t \quad (1)$$

$$G_{eq} = \rho (2 \pi f_n h / \beta)^2 = \rho V_s^2 \quad (2)$$

dove:  $I_s$  e  $I_t$  sono rispettivamente i momenti polari di massa del provino e del motore,  $\beta = (2 \pi f_n h / V_s)$  con  $h$  = altezza del provino.

L'equazione (1) viene risolta per tentativi. Una volta determinato è possibile dalla (2) ricavare il modulo di taglio ciclico.

Dalla curva di amplificazione è possibile ottenere il rapporto di smorzamento  $D_{mag}$  determinando le frequenze  $f_1$  e  $f_2$  che corrispondono ad un'ampiezza pari a 0.707 l'ampiezza di risonanza (Figura 1) ed utilizzando la seguente relazione:

$$D_{mag} = (f_1 - f_2) / 2 f_n \quad (3)$$

Una procedura alternativa per la determinazione del rapporto di smorzamento è quella che fa riferimento alle oscillazioni libere. Interrompendo l'eccitazione è possibile registrare queste ultime (Figura 1) e determina-

#### Resonant Column

Resonant column test is usually carried out in undrained condition. Specimen is a cylinder or an hollow cylinder usually fixed to a pedestal. A cyclical torque is applied to the upper base by means of an electromagnetic engine. Consolidation phase is usually isotropical. In the case of hollow specimens a  $K_0$  consolidation can be applied.

The aim of test is the determination of resonance frequency ( $f_n$ ). Different methods for determination of  $f_n$  can be used. One of this methods is the determination of amplification curve (figure 1). From the knowledge of resonance frequency the determination of shear wave velocity is possible. In fact the theory of elastic beams provides the following equations:

$$\beta \tan \beta = I_s / I_t \quad (1)$$

$$G_{eq} = \rho (2 \pi f_n h / \beta)^2 = \rho V_s^2 \quad (2)$$

where  $I_s$  and  $I_t$  are the polar inertia moment of specimen and drive system and  $\beta = (2 \pi f_n h / V_s)$  in which  $h$  is the height of specimen.

Equation (1) can be solved by trial and error. Known  $\beta$ ,  $G_{eq}$  can be calculated by equation (2).

Also the damping ratio  $D_{mag}$  is calculated by means of determination of amplification curve (figure 1). In the following equation

$$D_{mag} = (f_1 - f_2) / 2 f_n \quad (3)$$

$f_1$  and  $f_2$  represent the frequencies at which the amplitude is 0.707 times the amplitude at resonance conditions.

Another way to estimate the damping ratio in a RC test is the free oscillations method. As a consequence of interruption of exciting force, the oscillations of specimen reduce their amplitude at each cycle. From measurement of amplitude during excitation ( $A_0$ ) and at  $n$ -th cycle ( $A_n$ ) after excitation interruption, the damping ratio is

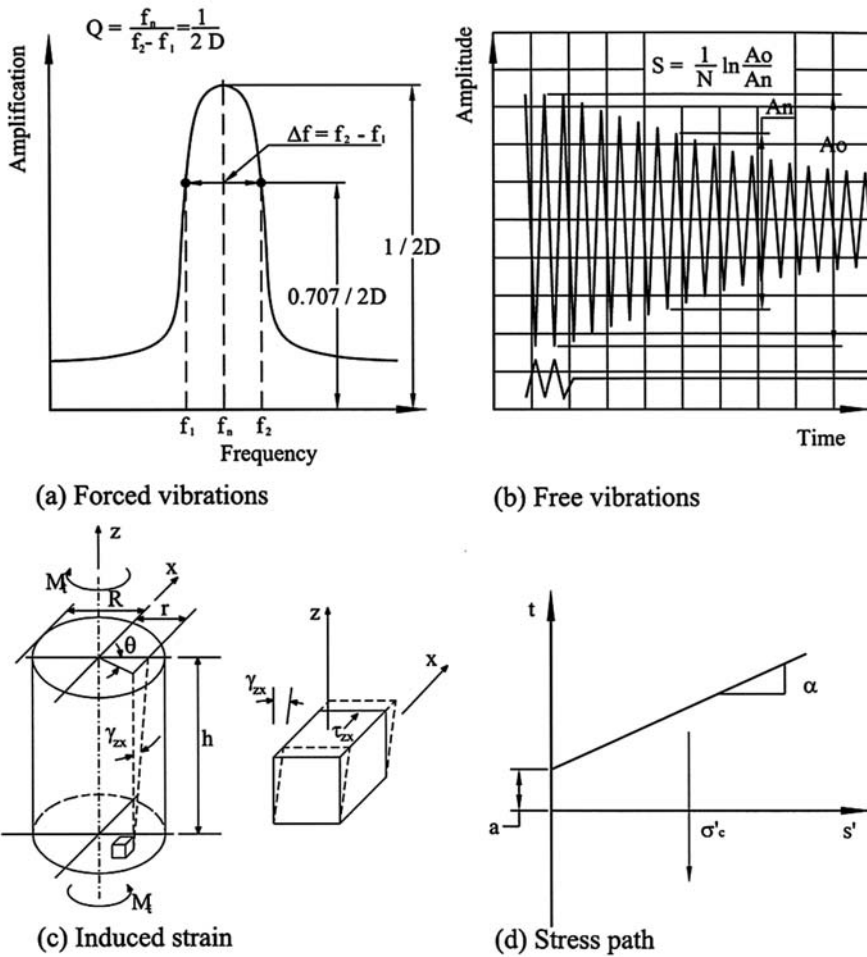


Fig. 1 - Prova di colonna risonante  
- Resonant column test

re il rapporto di smorzamento dal decremento logaritmico:

$$D_{log} = \ln(A_0 / A_n) = 2 \pi N \tag{4}$$

dove:  $A_0$  è l'ampiezza del ciclo in condizioni stazionarie mentre  $A_n$  è l'ampiezza relativa all' $N$ -esimo ciclo successivo all'interruzione dell'eccitazione.

L'equivalenza delle due espressioni per il calcolo del rapporto di smorzamento è verificata in condizioni di risonanza oppure nell'ipotesi che lo smorzamento sia indipendente dalla frequenza.

Le misure vengono ripetute applicando valori crescenti della coppia torcente ciclica. Per ogni livello di sollecitazione è possibile misurare, utilizzando ad esempio un accelerometro, il corrispondente livello di deformazione a taglio ( $\gamma$ ). La deformazione di taglio varia linearmente con la distanza radiale ( $R$ ) assumendo un valore massimo al bordo della sezione e nullo in centro. Convenzionalmente, nel caso di provini cilindrici pieni, si assume come rappresentativa la deformazione a taglio in semplice ampiezza in corrispondenza di  $2/3 R$  (Figura 1):

$$\gamma = 2/3 R (\theta / h) \tag{5}$$

dove:  $\theta$  è la rotazione angolare.

given by (figure 1)

$$D_{log} = \ln(A_0 / A_n) = 2 \pi N \tag{4}$$

The determination of resonance frequency can be repeated for different values of applied torque. In addition to this the deformation of specimen can be measured. Assuming linearly variable the deformation along the specimen radius, a conventional deformation has been defined as (figure 1):

$$\gamma = 2/3 R (\theta / h) \tag{5}$$

in which  $R$  is the radius of specimen and  $\theta$  is the angular rotation. For hollow specimen the deformation is given by

$$\gamma = 2/3 [\theta (R_e^3 + R_i^3)] / h [(R_e^3 + R_i^3)] \tag{6}$$

in which  $R_e$  external radius and  $R_i$  internal radius.

Summarizing, the RC test allows the determination of the shear modulus and damping ratio  $D$  for each strain level. In figure 1 the stress path related to the test is shown. Deformation attained are within the interval 0.0001-0.5 %. Values of  $G_{eq}$  and  $D$  at very low levels of deformation can be seen as initial values  $G_0$  and  $D_0$ .

Although the RC test represents one of the most reliable way

Nel caso di provini cilindrici cavi si ha il vantaggio che la deformazione a taglio risulta più uniforme (Figura 1). Il valore medio viene calcolato nel seguente modo:

$$\gamma = 2/3 [\theta (R_e^3 + R_i^3)] / h [(R_e^3 + R_i^3)] \quad (6)$$

dove:  $R_e$  raggio esterno ed  $R_i$  raggio interno.

La prova di colonna risonante fornisce per ogni livello di sollecitazione imposto le seguenti grandezze  $G_{eq}$ ,  $D_{mag}$ ,  $D_{log}$  e  $\gamma$ . La prova è eseguita in controllo di carico seguendo un percorso delle sollecitazioni del tipo indicato in Figura 1. I livelli deformativi che si possono imporre al provino variano nell'intervallo 0.0001-0.5 %. Pertanto non è possibile, nella maggior parte dei casi, raggiungere le condizioni di rottura.

Potendo operare a livelli deformativi molto bassi la prova fornisce i valori di  $G_0$  e  $D_0$ .

La prova di Colonna Risonante rappresenta uno dei metodi più precisi e ripetibili per la misura del modulo di taglio a piccole deformazioni. Ciò rappresenta il principale pregio della prova e consente, tra l'altro, di valutare l'eventuale danneggiamento elastico che i provini hanno subito in seguito all'applicazione di livelli di deformazione elevati (pre-straining) misurando  $G_0$  prima e dopo il pre-straining.

La prova RCT impiega frequenze e velocità di deformazione molto elevate che possono influenzare in maniera indesiderata i risultati (SHIBUYA *et alii*, 1995; TATSUOKA & KOHATA, 1995; LO PRESTI *et alii*, 1996). Una sovrastima del rapporto di smorzamento a piccole deformazioni può essere l'effetto più rilevante.

La prova RCT fornisce le curve  $G-\gamma$  (o  $G/G_0-\gamma$  in forma normalizzata) e  $D-\gamma$ . Le curve  $G-\gamma$  e  $D-\gamma$  trovano impiego nell'ambito di analisi di risposta sismica dei depositi di terreno di tipo lineare-equivalente.

### Taglio Torsionale Ciclico

L'apparecchio di taglio torsionale è in genere un adattamento della colonna risonante che prevede le seguenti modifiche: determinazione della coppia torcente applicata (misurata direttamente o stimata da opportune calibrazioni), misura della rotazione della testa del provino mediante una coppia di trasduttori di non contatto, applicazione di una storia dei carichi arbitraria e non necessariamente sinusoidale (LO PRESTI, 1989; PALLARA, 1995; d'ONOFRIO *et alii*, 1999). La coppia massima è in genere di poco superiore a 1 Nm. Ciò comporta l'impossibilità di raggiungere i livelli deformativi più elevati ed in generale le deformazioni massime risultano inferiori a 0.1 %.

Esistono tuttavia delle apparecchiature di taglio torsionale sviluppate da altri Autori che consentono di raggiungere livelli deformativi più elevati (IONESCU, 1999).

Dalle misure della coppia e della rotazione è possibile calcolare gli sforzi di taglio e le deformazioni a taglio. Per queste ultime valgono le considerazioni già sviluppate nel caso della colonna risonante. Gli sforzi di taglio sono valutati di regola mediante la seguente relazione:

$$\tau = 4/3\pi [(R_e^3 + R_i^3)] / [(R_e^2 - R_i^2) (R_e^4 - R_i^4)] C \quad (7)$$

dove  $C$  è la coppia.

Si possono eseguire prove monotone e prove cicliche. Nel caso di prove cicliche si applicano sforzi di taglio di ampiezza crescente. Per

to measure  $G$ , the high rate of strain can affect the results (SHIBUYA *et alii*, 1995; TATSUOKA & KOHATA, 1995; LO PRESTI *et alii*, 1996).

### Cyclic torsional shear test

Torsional shear test apparatus is quite similar to resonant column. The main difference consists in measurement of cap rotation and application of a torque not necessarily cyclic (LO PRESTI, 1989; PALLARA, 1995; d'ONOFRIO *et alii*, 1999). Usually, maximum torque is slightly greater than 1Nm. As a consequence it is difficult reach deformation greater than 0.1%. Recently, torsional shear apparatus that overcomes this limit has been developed (IONESCU, 1999). Measurement of torque and rotation of cap lead to calculation of stress and strain. Stress level can be calculated by means of the following relationship:

$$\tau = 4/3\pi [(R_e^3 + R_i^3)] / [(R_e^2 - R_i^2) (R_e^4 - R_i^4)] C \quad (7)$$

where  $C$  is the torque.

Both monotonic and cyclic tests can be carried out. During cyclic tests shear stresses increases after a predetermined number of cycles. Usually the number of cycles is related to expected magnitude of seismic action. A number of 30 cycles is usually applied.

Figure 2 shows an example of stress-strain relation. Two quantities are measurable:

- 1)  $G_{eq} = \tau_{SA} / \gamma_{SA}$  shear cyclic modulus  
in which  $\tau_{SA}$ ,  $\gamma_{SA}$  = respectively shear stress and strain
- 2)  $D_{ist} = \Delta W / (4 \pi W)$  isteretic damping ratio



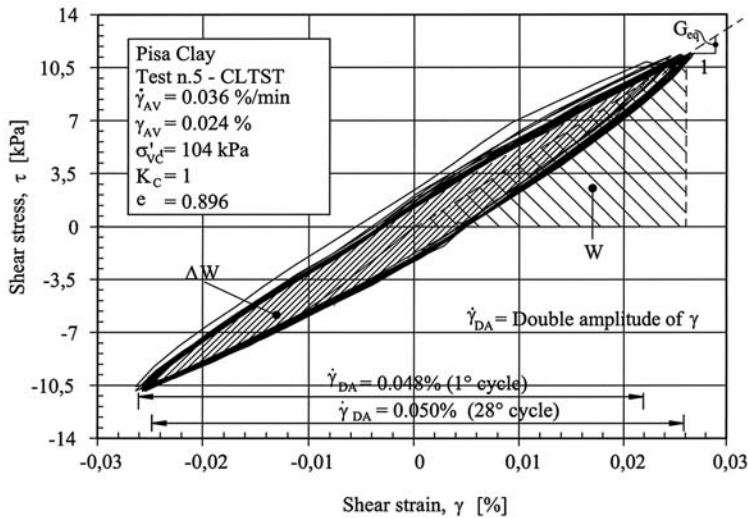


Fig. 2 - Cicli di sollecitazione in una prova di taglio  
- Cycles in a torsional shear test

ogni livello di sollecitazione è necessario stabilire il numero di cicli. Normalmente, il numero di cicli è direttamente correlato alla Magnitudo del sisma che si vuole simulare. Tuttavia, è consigliabile per stimare con sufficiente precisione gli effetti della degradazione ciclica sui parametri di rigidezza e smorzamento, impiegare 30 cicli di sollecitazione. Il numero minimo di acquisizioni per ciclo è circa 30.

La Figura 2 mostra un esempio di curva sforzi deformazioni relativo ad una prova ciclica eseguita su un provino dell'argilla di Pisa. E' possibile ricavare:

- 1)  $G_{eq} = \tau_{SA} / \gamma_{SA}$  Modulo di taglio ciclico con  $\tau_{SA}$ ,  $\gamma_{SA}$  rispettivamente sforzo di taglio e deformazione a taglio in singola ampiezza.
- 2)  $D_{ist} = \Delta W / (4 \pi W)$  Rapporto di smorzamento isteretico dove  $\Delta W$  = area racchiusa nel ciclo,  $W$  = energia elastica immagazzinata pari a  $\gamma_{SA} \tau_{SA} / 2$ ; la definizione di rapporto di smorzamento isteretico coincide con quelle già introdotte unicamente in condizioni di risonanza oppure se si assume che lo smorzamento sia indipendente dalla frequenza.

Se si applicano cicli di piccola ampiezza è possibile ottenere il modulo  $G_0$ .

Le Figure 3 e 4 confrontano le curve  $G_{eq}-\gamma$  ottenute da prove di colonna risonante (RCT) e taglio torsionale ciclico (CLTST). La Figura 3 mostra i dati relativi ad una sabbia, la 4 quelli dell'argilla di Augusta. E' possibile osservare le differenze tra le diverse tipologie di prova, più marcate nel caso dei terreni a grana fine e più importanti per quel che riguarda il rapporto di smorzamento che appare sovrastimato, specialmente a piccoli livelli deformativi da prove di tipo RC.

La prova torsionale consente di ricavare il legame sforzi-deformazioni in forma completa, in aggiunta alle curve  $G-\gamma$  e  $D-\gamma$ . Inoltre consente di determinare sperimentalmente eventuali fenomeni di degradazione ciclica e aumento della pressione interstiziale. I parametri ottenibili da prove di taglio torsionale sono quindi utilizzabili anche nell'ambito di metodi di analisi della risposta sismica dei ter-

where  $\Delta W$  is the area of each cycle in the diagram,  $W$  is the elastic energy at maximum strain. Application of small amplitudes leads to determination of  $G_0$  modulus.

Figures 3 and 4 show a comparison between curves  $G_{eq}-\gamma$  obtained by resonant column test and torsional shear test. Figure 3 shows results related to a sand, figure 4 that related to a clay. It is possible to note that differences are greater for clay. In particular for fine grained soil the damping ratio seems overestimated in Resonant Column test.

Torsional shear test allows determination of cyclic degradation and variation of pore pressure. Usually torsional shear tests are carried out in undrained condition.

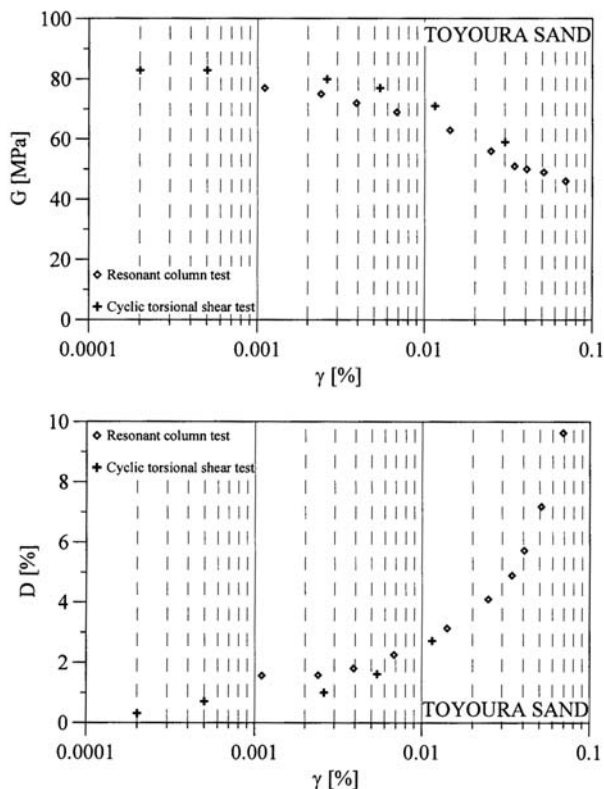


Fig. 3 - Rigidezza da prove cicliche e di colonna risonante (Sabbia di Toyoura)  
 - Stiffness and damping ratio by RCT and CLTST (Toyouura Sand)

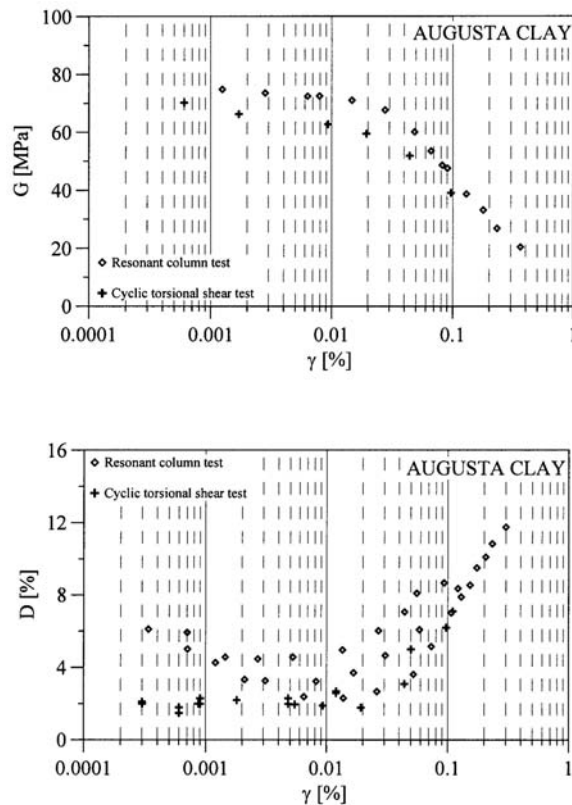


Fig. 4 - Rigidezza da prove cicliche e di colonna risonante (Argilla di Augusta)  
 - Stiffness and damping ratio by RCT and CLTST (Augusta Clay)

reni veramente non-lineari.

Le prove torsionali vengono eseguite in condizioni non drenate e in controllo di carico. Il percorso delle sollecitazioni è identico a quello che si impone nelle prove di colonna risonante. Per quel che riguarda la fase di consolidazione, valgono considerazioni analoghe a quelle sviluppate a proposito della prova RCT.

*Triassiale ciclico con misura locale delle deformazioni*

La prova triassiale è essenzialmente una prova di compressione eseguita su un provino cilindrico avente rapporto altezza diametro pari a circa 2. Il percorso delle sollecitazioni totali che viene imposto nel corso di una prova triassiale a tensione orizzontale costante è illustrato in Figura 5 assieme allo schema di una apparecchiatura. E' possibile notare che questo percorso è diverso da quello imposto in Colonna Risonante e Taglio Torsionale ed è lecito attendersi una diversa risposta sforzi-deformazioni in virtù della natura anisotropa dei terreni e del diverso valore della tensione intermedia.

Vale la pena ricordare che un'onda di taglio, generata da un sisma, che si propaga nel suolo in direzione verticale sottopone i diversi strati di terreno ad una storia irregolare di sforzi di taglio. Questa storia di carico può essere più fedelmente riprodotta nell'ap-

*Cyclic triaxial test with local measurement of deformations*

Triaxial test scheme and stress path applied to the soil is reported in figure 5. Since the stress path is different by that seen before, a different response of soil is expected.

Notwithstanding the torsional shear apparatus is more adequate than the triaxial test to reproduces seismic deformation of soil, this latter test offers several advantages.

Main advantages in triaxial cyclic test are:

- capacity to perform tests with control of deformation;
- capacity to control the rate of strain or alternatively the frequency of load.

Figure 6 shows an example of stress-strain curve related to an undrained test. It is possible to calculate:

1)  $E_{eq} = q_{SA} / \epsilon_{SA}$  cyclic Young modulus

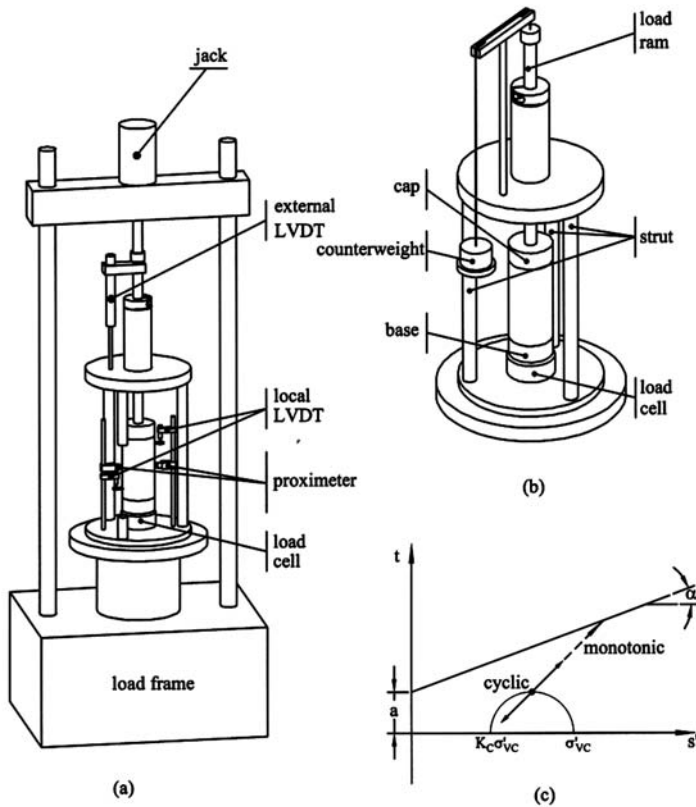


Fig. 5 - Apparecchiatura triassiale: (a) schema; (b) struttura della cella e (c) Stress path  
 - Triaxial apparatus: (a) scheme; (b) detail of the cell and (c) stress path

parecchio di taglio torsionale piuttosto che in quello triassiale. A fronte di questa limitazione, la prova triassiale offre altri vantaggi. I principali vantaggi nell'impiego dell'apparecchio triassiale sono:

- possibilità di operare in controllo di deformazione (preferibile per valutare gli effetti della degradazione ciclica);
- possibilità di controllare la velocità di deformazione operando oltre che a frequenza costante a velocità di deformazione costante.

La Figura 6 mostra un esempio di curva sforzi deformazioni relativo ad una prova ciclica eseguita in condizioni non drenate. E' possibile ricavare:

- 1)  $E_{eq} = q_{SA} / \epsilon_{SA}$  Modulo di Young ciclico  
 con  $q_{SA}$ ,  $\epsilon_{SA}$  = rispettivamente sforzo deviatorico e deformazione assiale in singola ampiezza.
- 2)  $D_{ist} = \Delta W / (4 \pi W)$  Rapporto di smorzamento isteretico  
 dove  $\Delta W$  = area racchiusa nel ciclo,  $W$  = energia elastica immagazzinata pari a  $(\epsilon_{SA} q_{SA} / 2)$ ; la definizione di rapporto di smorzamento isteretico coincide con quelle già introdotta nel caso della prova torsionale e valgono considerazioni analoghe.

Anche in questo caso, se si applicano cicli di piccola ampiezza è possibile ottenere il modulo a piccole deformazioni  $E_0$ .

Le prove triassiali cicliche forniscono il legame sforzi-deformazioni in forma completa in aggiunta alle curve di decadimento della rigidità e del rapporto di smorzamento in funzione del livello di

in which  $q_{SA}$ ,  $\epsilon_{SA}$  represents respectively the deviatoric stress and the axial strain

- 2)  $D_{ist} = \Delta W / (4 \pi W)$  isteretic damping ratio  
 in which  $\Delta W$  = geometric area of each cycle,  $W$  = elastic energy equal to  $(\epsilon_{SA} q_{SA} / 2)$ .

Small deformation cycles lead to determination of  $E_0$ . Cyclic triaxial tests provide the relationship between stress and strain and the degradation of material properties with the increase of number of cycles and strain level (Figures 7 and 8).

In conclusion the triaxial test allows determination of parameters

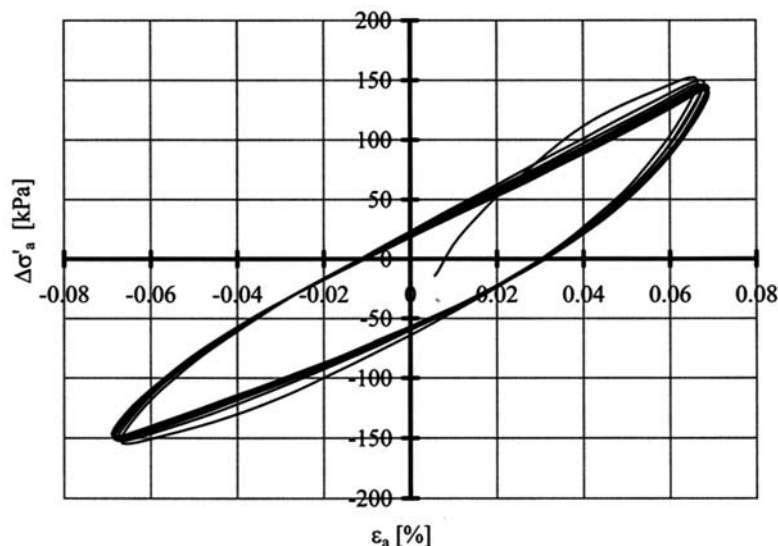


Fig. 6 - Curva sforzi-deformazioni ciclica  
- Stress-strain relationship in a cyclic triaxial test

deformazione ( $E-\varepsilon_a$ ;  $D-\varepsilon_a$ ). Inoltre, è possibile determinare sperimentalmente la degradazione delle proprietà meccaniche del terreno con il numero dei cicli a livelli deformativi più elevati (Figure 7 e 8). In conclusione la prova triassiale consente di determinare i parametri necessari per le analisi non lineari con alcuni vantaggi rispetto alla prova torsionale. Oltre ai vantaggi già esaminati, vale la pena ricordare che è possibile determinare nel corso di questa prova la resistenza al taglio e i parametri di resistenza al taglio. Inoltre è possibile definire una legge empirica per l'aumento della pressione interstiziale col numero dei cicli ed il livello di deformazione.

Tuttavia vale la pena far osservare che per determinare sperimentalmente la rigidità e il rapporto di smorzamento in un intervallo di deformazioni significativo è necessario impiegare apparecchiature speciali, attrezzate per la misura locale delle deformazioni assiali e radiali e dotate di un sistema attuatore di elevata risoluzione e precisione (LO PRESTI *et alii*, 2001). La misura locale delle deformazioni viene effettuata nella parte centrale del provino, svincolandosi dagli errori dovuti alla cedevolezza dell'apparecchiatura medesima, alle imperfezioni di contatto alla base e alla testa del provino ed al maggior grado di disturbo che le estremità del provino di norma presentano. Per questo tipo di misura vengono utilizzati sensori di elevata risoluzione e precisione, di solito trasduttori di non contatto. La misura locale della deformazione assiale e radiale offre diversi vantaggi: 1) l'impiego di sensori di elevata precisione consente di operare anche a livelli deformativi piccoli e medi di particolare interesse nell'ingegneria geotecnica sismica; 2) le misure vengono effettuate in una zona lontana dalle estremità dove è ragionevole assumere che il campo delle tensioni e delle deformazioni sia uniforme; 3) è possibile determinare le variazioni delle dimensioni del provino anche nel caso di terreni parzialmente saturi ed in assenza di misuratori della variazione di volume.

L'impiego di sistemi attuatori virtualmente privi di attrito e con

needed for non linear analyses with some advantages with respect torsional shear test. One of these is the possibility to reach failure in triaxial test.

Nevertheless it is noticeable that experimental determination of stiffness and damping need special equipment for measurement of local deformations and special drive systems (LO PRESTI *et alii*, 2001).

Local measurement of deformations is carried out to avoid errors due to deformations of cell structure and to imperfections of bases of specimen.

Advantages of local measurement of deformations are: 1) high precision sensors let to investigate soil behaviour at very low deformation levels, useful in earthquake geotechnical engineering; 2) negative effects of specimen bases are avoided; 3) an appropriate pattern of sensors lead to determination of volumetric deformations also for unsaturated soils.

Good quality in measurements needs very low friction and end float in drive system (LO PRESTI *et alii*, 2001).

Figures 9 show variation in stiffness and damping for some typical formation of Tuscany. The data reported in these figures are referred to tests carried out in Laboratories of University of Turin and Pisa in the sphere of a contract with Regione Toscana (Regione Toscana, 2004), further details can be found in Lo Presti *et al.* (2005).

Shear strength determination for coarse grained soils needs special sampling, such as that by means of freezing. For instance, in fig-

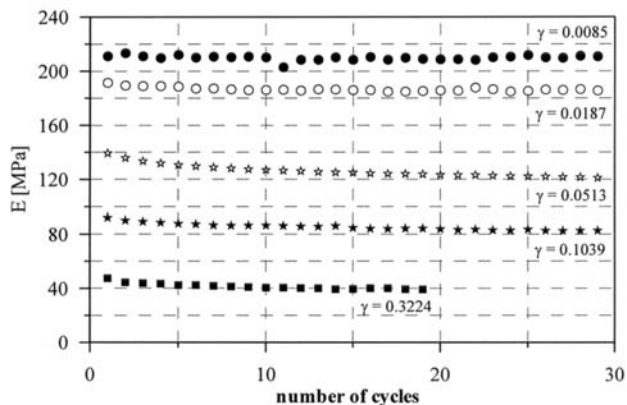


Fig. 7 - Andamento del modulo E con il numero dei cicli  
 - Young modulus vs. number of cycles

giochi nell'inversione del carico praticamente nulli (LO PRESTI *et alii*, 2001) sono due requisiti fondamentali per disporre di elevata risoluzione e precisione nell'applicazione degli sforzi e/o delle deformazioni. L'impiego di PC, per l'acquisizione automatica dei dati e il controllo dei processi, è un ulteriore requisito necessario per l'esecuzione di misure soddisfacenti.

Le Figure da 9a a 9d mostrano la variazione della rigidezza e dello smorzamento per depositi di terreno appartenenti ad alcune formazioni tipiche della Toscana. Le indagini relative alle Figure citate sono state eseguite presso il Laboratorio Geotecnico del Politecnico di Torino e quello dell'Università di Pisa nell'ambito di una serie di progetti finanziati dalla Regione Toscana per la riduzione del rischio sismico (Regione Toscana 2004). I risultati diagrammati nelle sopra-citate figure sono stati ottenuti da prove RCT, CLTST e CLTX. Per maggiori dettagli si rinvia al rapporto di ricerca (LO PRESTI *et alii*, 2005).

Per determinare la resistenza al taglio o i parametri di resistenza al taglio dei terreni a grana grossa, in condizioni monotone o cicliche, sarebbe opportuno utilizzare campioni indisturbati prelevati mediante la tecnica del congelamento. A puro titolo di esempio la Figura 10 mostra la resistenza alla liquefazione di campioni indisturbati e ricostituiti (LO PRESTI *et alii*, 2006). E' evidente che nel caso dei campioni ricostituiti la resistenza è ampiamente sottostimata.

Tuttavia, considerato l'elevato costo del campionamento mediante congelamento e la necessità di utilizzare celle triassiali disponibili solamente in alcuni laboratori di ricerca, si suggerisce di fare riferimento alle prove penetrometriche per stimare i parametri di resistenza al taglio dei terreni granulari.

Ai fini di determinare i parametri di resistenza al taglio o la resistenza al taglio, in condizioni monotone o cicliche, dei terreni a grana fine è possibile fare ricorso a prove triassiali in apparecchiature convenzionali.

*Prove penetrometriche ed altre prove in situ*

Le prove penetrometriche statiche consistono nell'infissione a pressione nel terreno di una punta d'acciaio chiusa di forma conica e

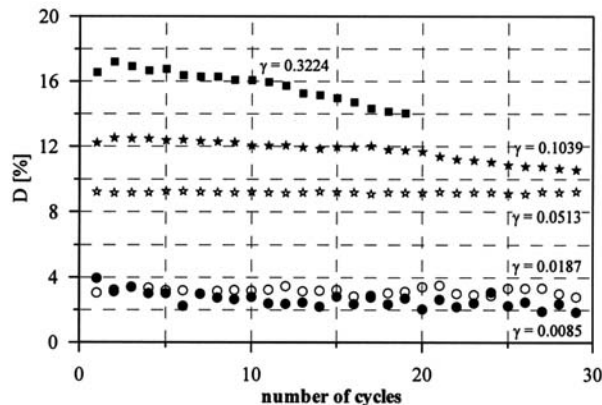


Fig. 8 - Andamento dello smorzamento D con il numero dei cicli  
 - Damping Ratio vs. number of cycles

ure 10 Cyclic Stress Ratio of undisturbed samples and reconstituted specimens are reported (LO PRESTI *et alii*, 2006). It is evident that CSR of reconstituted specimen is largely underestimated.

Since the sampling by freezing is a very expensive technique, cheaper tests are needed. Such tests are the *in situ* tests.

On the contrary, laboratory tests are a reliable way to estimate strength parameters for fine grained soils.

*Penetrometric tests and other in situ tests*

These tests consist in the insertion of a probe in the ground by means of jacks or hammer. The first kind is called static test and the

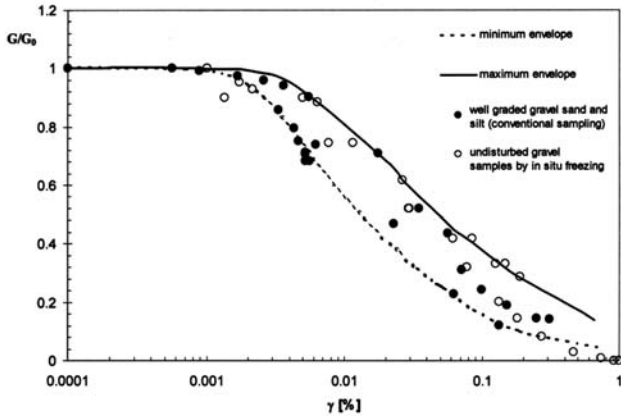


Fig. 9a - Curva  $G/G_0$ - $\gamma$  per i depositi alluvionali  
- Curves  $G/G_0$ - $\gamma$  for alluvial formation

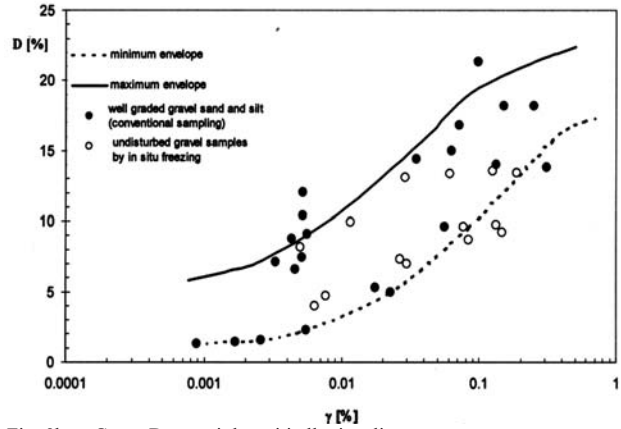


Fig. 9b - Curva  $D$ - $\gamma$  per i depositi alluvionali

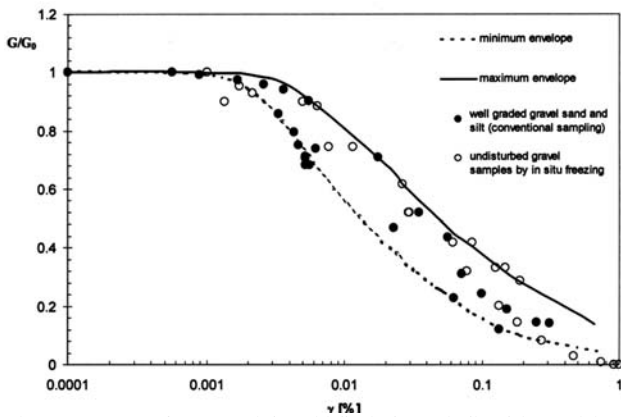


Fig. 9c - Curva  $G/G_0$  -  $\gamma$  per i depositi fluvio-lacustri plio-pleistocenici  
- Curves  $G/G_0$  -  $\gamma$  for plio-pleistocene fluvial-lacustrine deposits

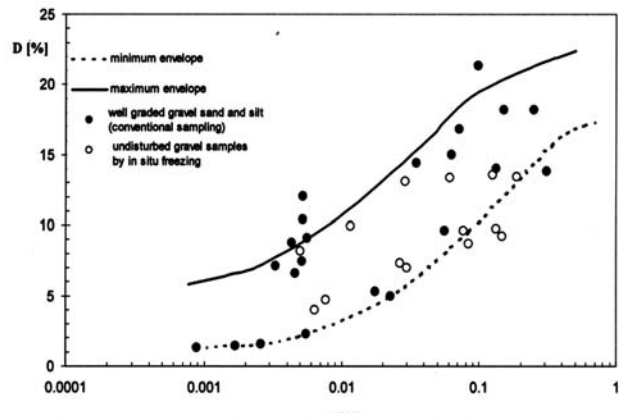


Fig. 9d - Curva  $D$ - $\gamma$  per i depositi fluvio-lacustri plio-pleistocenici  
- Curves  $D$ - $\gamma$  for plio-pleistocene fluvial-lacustrine deposits

dimensioni standard. La prova ha lo scopo di determinare la pressione necessaria alla penetrazione della punta ( $q_c$ ), l'attrito laterale tra il terreno ed un manicotto d'acciaio situato al di sopra della punta ( $q_s$ ) ed eventualmente la pressione della fase liquida nei pori durante l'avanzamento della punta ( $u$ ). Da queste misure è possibile determinare, tramite correlazioni empiriche le seguenti caratteristiche:

- andamento stratigrafico;
- densità relativa ( $D_R$ ), angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ) e resistenza alla liquefazione dei terreni granulari (CSR);
- resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) dei terreni a grana fine;
- modulo di taglio elastico a piccole deformazioni ( $G_0$ ).

Le prove penetrometriche dinamiche consistono nell'infissione nel terreno, per una lunghezza prefissata, di un utensile (punta) standard mediante battitura. Si distingue tra Standard Penetration Test (SPT), che viene eseguita all'interno di un foro di sondaggio e utilizza di norma una punta aperta e la Standard Cone Penetration Test (SCPT) che può essere realizzata da piano campagna. Negli anni più recenti la sigla SCPT è stata utilizzata per designare una particolare

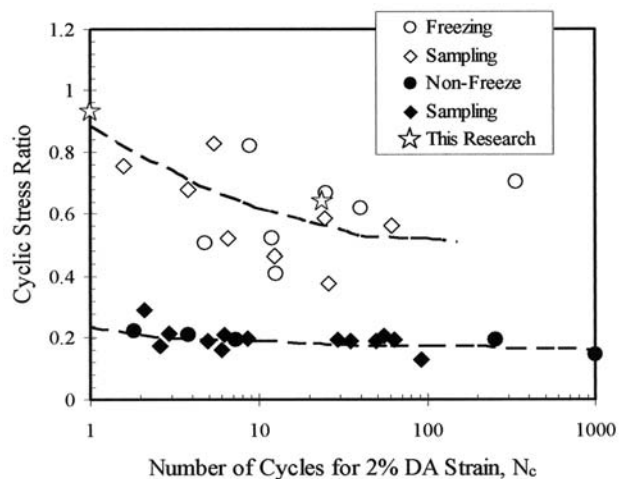


Fig. 10 - Resistenza alla liquefazione di campioni indisturbati e ricostituiti (da LO PRESTI *et alii*, 2006)  
- Cyclic Stress Ratio of undisturbed samples and reconstituted specimens (from LO PRESTI *et alii*, 2006)

prova penetrometrica statica (Seismic Cone Penetration Test), cosicché nel proseguimento la prova penetrometrica dinamica a punta chiusa sarà designata con la sigla DP (Dynamic Probing).

Lo scopo delle prove penetrometriche dinamiche è quello di determinare il numero di colpi ( $N_{SPT}$ ,  $N_{30}$ ,  $N_{20}$ ) necessari ad infiggere, per una data profondità (tipicamente 300 mm), un tubo campionatore o una punta chiusa di dimensioni standard mediante battitura. La prova SPT può essere effettuata in fori di sondaggio, oppure in fori appositamente eseguiti. Tale requisito non risulta invece necessario per la prova DP che in tal senso risulta economicamente vantaggiosa, tuttavia, al fine di evitare l'attrito laterale sulla batteria delle aste, è necessario eseguire la prova utilizzando dei tubi di rivestimento o mettendo in opera altri accorgimenti.

Le prove vengono preferibilmente eseguite in terreni granulari (sabbie e ghiaie). Nonostante ciò è possibile realizzarle in qualsiasi terreno sciolto ed anche nel caso di alcune rocce tenere. Unicamente in presenza di grossi elementi lapidei, questa tipologia di prova perde di significato.

I valori misurati nel corso della prova consentono una stima qualitativa della consistenza del terreno. Inoltre, è possibile stimare mediante correlazioni empiriche i seguenti parametri:

- la densità relativa ( $D_R$ ), l'angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ) e la resistenza alla liquefazione ( $\tau_1/\sigma'_{v0}$ , o CSR) dei terreni granulari;
- il modulo di taglio a piccole deformazioni ( $G_0$ );
- la resistenza al taglio non drenata di terreni a grana fine ( $c_u$ ) e rocce tenere ( $q_u$ ).

Si rinvia ai testi di LANCELLOTTA (1993) e CESTARI (1990), per la determinazione della resistenza al taglio non drenata dei terreni a grana fine mediante prove in situ.

Nel seguito vengono trattati i metodi per la stima dei parametri di resistenza ( $\phi'$ ) nei terreni a grana grossa e rigidità ( $G_0$ ). Per quel che riguarda le attrezzature e le metodologie di prova si rimanda ai lavori di BRUZZI & CESTARI (1983), PASQUALINI (1983), CESTARI (1990), LO PRESTI & PUCI (2001), IT REGIONE TOSCANA (2005). Per quel che riguarda la stima della resistenza alla liquefazione o la resistenza ciclica non drenata dei terreni granulari si rinvia ai lavori di YOUNG *et alii* (2001) e SEED *et alii* (2003).

Per l'utilizzo del numero di colpi misurato ( $N_{SPT}$ ) nel corso di prove penetrometriche dinamiche è necessario operare alcune normalizzazioni che consentano di calcolare il valore di  $(N_1)_{60}$ . Tale normalizzazione ha il duplice scopo di riferire il valore misurato ad un rendimento energetico standard del 60% e ad una pressione geostatica verticale efficace di 1 bar. Il rendimento energetico è una caratteristica del sistema di battitura che dipende da:

- sistema di sollevamento e sgancio;
- massa dell'incudine o testa di battuta.

In Italia di norma il rendimento delle attrezzature utilizzate è pari al 60 %, cosicché il fattore correttivo è pari a 1. Tuttavia, in assenza di opportune tarature, è fondamentale che le ditte esecutrici delle prove specificino le caratteristiche del sistema di sollevamento e

probe consists in a standardised steel cone (CPT). Aim of the test is the measurement of resistance at tip of probe ( $q_c$ ), local lateral friction ( $q_s$ ) and, eventually, pore pressure ( $u$ ). Empirical relationships relate these measurements to:

- ground profile;
- relative density ( $D_R$ ), angle of shear strength ( $\phi'$ ) and cyclic stress ratio (CSR);
- undrained shear strength ( $c_u$ ) for fine grained soil;
- shear stiffness at low strain level ( $G_0$ ).

The second kind is called dynamic and the probe consists in a steel cone (DP) or a sampler (SPT). The aim of dynamic penetrometric tests is to measure the number of blows of the hammer ( $N_{SPT}$ ,  $N_{30}$ ,  $N_{20}$ ) needed to insert the probe for a predetermined length. The SPT needs a borehole, whereas the DP does not need a borehole, as a consequence this latter test is cheaper than the former. These tests are preferred in coarse grained soils.

Empirical relationships relate measurements of number of blows to:

- relative density ( $D_R$ ), angle of shear strength ( $\phi'$ ) and Cyclic stress ratio ( $\tau_1/\sigma'_{v0}$ , o CSR);
- shear stiffness ( $G_0$ ) at low strain level.
- undrained shear strength for fine grained soil ( $C_u$ ) or soft rocks ( $q_u$ );

Further information about determination of shear strength in fine grained soils could be found elsewhere (LANCELLOTTA, 1993; CESTARI, 1990).

In the following methods to estimate the shear strength angle ( $\phi'$ ) and the stiffness ( $G_0$ ) for coarse grained soils. Further details about apparatuses and tests methodology can be found elsewhere (BRUZZI & CESTARI (1983), PASQUALINI (1983), CESTARI (1990); LO PRESTI & PUCI, 2001; IT REGIONE TOSCANA, 2005). About CSR further details are reported in YOUNG *et alii* (2001) and SEED *et alii* (2003).

In a Standard Penetration Test the measured number of blows ( $N_{SPT}$ ) is normalised by efficiency of apparatus and stress level. Usually  $N_{SPT}$  is normalised with reference to an efficiency equal to 60% and to atmospheric pressure (98.1 kPa). Apparatus efficiency depends on ham-

sgancio (automatico o manuale) e della testa di battuta (tipo, massa, etc.). Le normalizzazioni sopra indicate vengono effettuate impiegando la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N (ER/60) \quad (8)$$

dove:  $C_N = (98.1/\sigma'_{vo})^{0.5}$ ; ( $\sigma'_{vo}$  = pressione verticale geostatica efficace, espressa in kPa); ER = rendimento energetico del sistema di battitura. L'espressione del fattore  $C_N$  è stata proposta da LIAO e WITHMANN (1986).

Ulteriori correzioni dei valori misurati vanno apportate nel caso in cui la lunghezza della batteria di aste sia minore di 10 m, il foro sia maggiore di 115 mm ed il campionatore preveda l'alloggiamento di un porta - campione di PVC senza tuttavia utilizzarlo (YOU'D *et alii*, 2001)

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio è possibile utilizzare:

- correlazioni empiriche del tipo  $\phi' = f(N_{SPT}, \sigma'_{vo})$  (DE MELLO, 1971);
- correlazioni empiriche molto semplici e generalmente molto conservative del tipo (JAPAN ROAD ASSOCIATION, 1990);
- correlazioni empiriche del tipo con  $D_R = f(N_{SPT}, \sigma'_{vo})$  ed espressa in percentuale; a = 28.0 - 31.5 - 34.5 -38.0 e b = 0.140 - 0.115 - 0.100 - 0.080 a seconda che il terreno sia costituito da sabbia fine, media, grossa o ghiaia (SCHMERTMANN, 1978).

Il metodo di CUBRINOVSKI & ISHIHARA (1999) è attualmente il metodo più affidabile per la stima della densità relativa dei terreni a grana grossa comprendenti sia le sabbie fini limose sia le ghiaie. Il metodo utilizza le seguenti correlazioni:

$$(N_1)_{78} = D_R^2 = C_D \quad (9)$$

$$C_D = 9 / (e_{max} - e_{min})^{1.7} \quad (10)$$

$$e_{max} - e_{min} = 0.23 + 0.06/d_{50} \quad (11)$$

dove:  $(N_1)_{78}$  = numero di colpi ogni 30 cm riferiti ad una pressione verticale di 1 bar e per rendimento del 78% (tipico della pratica giapponese);  $D_R$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità;  $C_D$  = parametro che dipende dalla granulometria del terreno;  $d_{50}$  = diametro medio dei grani espresso in mm.

L'uso delle equazioni (9), (10) e (11) richiede necessariamente che le misure penetrometriche dinamiche vengano effettuate con punta aperta per analizzare il terreno e determinarne la granulometria.

Sono state stabilite diverse correlazioni empiriche tra la resistenza penetrometrica ed il modulo di taglio a piccole deformazioni o la velocità di propagazione delle onde di taglio. La possibilità di stabilire tali correlazioni è dovuta al fatto che la resistenza penetrometrica e dipendono dagli stessi fattori (struttura, tensioni geostatiche, indice dei vuoti) seppure con leggi differenti (JAMIOLKOWSKI *et alii*, 1988).

Tra le tante correlazioni proposte vale la pena ricordare quella di OHTA & GOTO (1978):

$$V_s = 69 N_{60}^{0.17} Z^{0.2} F_A F_S \quad (12)$$

dove  $V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio, espressa in m/s;  $N_{60}$  = numero di colpi al piede misurato nella prova SPT e normalizzato rispetto ad un rendimento energetico pari al 60% di quello nominale;  $Z$  = profondità espressa in metri;  $F_A F_S$  = fattori

mer heaving system and coupling between hammer and anvil. In Italy the apparatus efficiency is 60%, as a consequence the normalization factor is equal to 1. The normalized value of  $N_{SPT}$ , indicated with the symbol  $(N_1)_{60}$ , is obtained from the following relation.

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N (ER/60) \quad (8)$$

where  $C_N = (98.1/\sigma'_{vo})^{0.5}$ ; ( $\sigma'_{vo}$  = vertical effective stress in kPa); ER = efficiency. Expression of  $C_N$  has been proposed by LIAO & WITHMANN (1986).

Further correction are needed if, for instance, length of rods is less than 10 m or diameter of borehole is greater than 115 mm. Further details about these correction are reported in YOU'D *et alii* (2001).

Shear strength angle estimation can be carried out by:

- empirical relation in which stress level has been taken in account  $\phi' = f(N_{SPT}, \sigma'_{vo})$  (DE MELLO, 1971);
- empirical relation with  $N_{SPT}$  (JAPAN ROAD ASSOCIATION, 1990);
- empirical relation with relative density (SCHMERTMANN, 1978).

CUBRINOVSKI & ISHIHARA (1999) proposed a method to estimate relative density from SPT results. This method provides the following relations:

$$(N_1)_{78} = D_R^2 = C_D \quad (9)$$

$$C_D = 9 / (e_{max} - e_{min})^{1.7} \quad (10)$$

$$e_{max} - e_{min} = 0.23 + 0.06/d_{50} \quad (11)$$

in which  $(N_1)_{78}$  = number of blows referred to an efficiency of 78%;  $D_R$  = relative density;  $C_D$  = parameter depending upon grain size distribution;  $d_{50}$  = average grain size.

Equations (9), (10) e (11) need the determination of grain size distribution of soil.

Several correlation between penetrometric resistance and  $G_0$  or shear wave velocity have been proposed. These correlation are based on the consideration that both penetrometric resistance and  $G_0$  depend on the same factors (JAMIOLKOWSKI *et alii*, 1988).

One of these correlation is that proposed by OHTA & GOTO (1978):

$$V_s = 69 N_{60}^{0.17} Z^{0.2} F_A F_S \quad (12)$$

where:  $V_s$  = shear wave velocity in m/s;  $N_{60}$  = SPT number of blows normalized with respect an efficiency equal to 60%;  $Z$  = depth in m;  $F_A F_S$  = corrective factors taking into account the age of formation and the influence of rate of deformation.



correttivi che tengono conto della diversa influenza dell'età del deposito e del tipo di terreno sulla velocità e sulla resistenza penetrometrica.

L'efficacia dell'equazione (12) è stata verificata utilizzando i risultati di prove SPT in foro e le successive misure della velocità di propagazione delle onde di taglio eseguite nello stesso foro con tecnica down-hole. Le suddette indagini sono state effettuate nell'ambito di una serie di progetti finanziati dalla Regione Toscana per la riduzione del rischio sismico (REGIONE TOSCANA, 2004). Il confronto tra i valori di velocità ricavati dai risultati delle prove SPT, tramite la correlazione di OHTA & GOTO (1978), e quelli ottenuti direttamente dalle prove down-hole (Figura 11) mostra chiaramente che l'equazione (12) sottostima in media del 30 % i valori osservati con tecnica down-hole, con una deviazione standard di circa 170 m/s (COTRONEO, 2004).

MAYNE & RIX (1993) hanno proposto una correlazione empirica tra la resistenza alla  $q_c$  della prova penetrometrica statica (CPT) e il modulo di taglio a piccole deformazioni ( $G_0$ ):

$$G_0 = 99.5 q_c^{0.695} p_a^{0.305} / e^{1.13} \quad (13)$$

dove:  $p_a$  = pressione atmosferica espressa nella stessa unità di misura usata per il modulo e la resistenza penetrometrica,  $e$  = indice dei vuoti.

La correlazione è stata ottenuta utilizzando i dati relativi a 31 siti argillosi, è espressa in forma adimensionale ma richiede la conoscenza dell'indice dei vuoti ( $e$ ).

Più recentemente, SCHNAID (1997) ha proposto un'altra correlazione empirica tra  $G_0$  (e quindi  $V_s$ ) ed  $N_{SPT}$  che si riporta qui di seguito:

$$(G_0 / p_a) / N_{60} = \alpha N_{1,60} \quad (14)$$

in cui  $N_{1,60}$  è dato dalla (8),  $p_a$  è la pressione atmosferica ed  $N_{60}$  è il valore di  $N_{SPT}$  riportato ad un rendimento del 60%. La (14) ha il vantaggio rispetto alla (12) di non richiedere la conoscenza dell'età del deposito, né del tipo di terreno. La figura 12a mostra la correlazione tra  $G_0/p_a/N_{60}$  ed  $N_{1,60}$ . Dalla stessa figura sono riportati i limiti suggeriti dallo stesso Autore (SCHNAID, 2005) che sembrano essere in buon accordo con i valori relativi alla banca dati già citata. Tuttavia, è da sottolineare che i limiti suggeriti sono distinti tra materiali incoerenti e materiali cementati, mentre i dati sperimentali riportati in figura 8 non evidenziano in modo chiaro alcuna distinzione tra i diversi materiali.

Analogamente è possibile individuare una relazione tra  $V_s/N_{60}$  ed  $N_{1,60}$  (LO PRESTI *et alii*, 2006). La figura 12b riporta il confronto tra la velocità delle onde di taglio misurate e calcolate mediante la (14) in cui è evidente la scarsa capacità della relazione proposta a riprodurre le velocità rilevate mediante prove down-hole.

Le suddette correlazioni vanno usate con grande cautela in quanto possono fornire dei valori di  $G_0$  con un errore del  $\pm 100$  %. Tuttavia, in considerazione del fatto che esiste un buon grado di correlazione tra resistenza penetrometrica e modulo elastico iniziale (o velocità di propagazione) si consiglia di stabilire correlazioni, simili

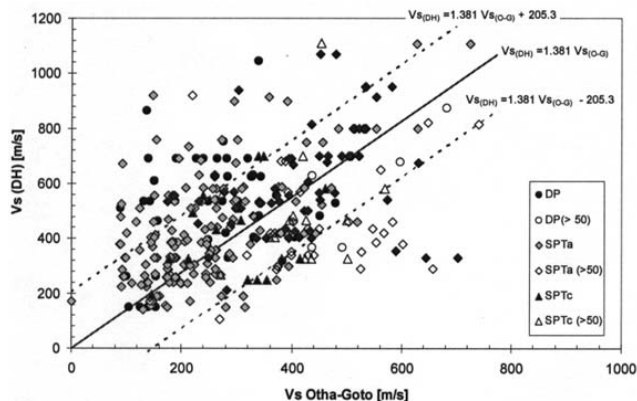


Fig. 11 - Confronto tra la velocità  $V_s$  misurata e quella stimata con la relazione (12)  
- Measured shear stress velocity ( $V_s$ ) vs calculated by eq. (12)

Effectiveness of equation (12) has been checked by comparison between direct measurement of shear wave velocity and number of blows  $N_{SPT}$  at the same site. This comparison is reported in figure 11. From the figure it is evident that the equation (12) underestimate values of shear wave velocity by about 30% (COTRONEO, 2004).

MAYNE & RIX (1993) proposed an empirical correlation between tip resistance of CPT ( $q_c$ ) and  $G_0$ :

$$G_0 = 99.5 q_c^{0.695} p_a^{0.305} / e^{1.13} \quad (13)$$

This correlation is based on data recovered from 31 sites, but knowledge of void index ( $e$ ) is needed.

Recently SCHNAID (1997) proposed an empirical correlation between  $G_0$  (and, as a consequence,  $V_s$ ) and  $N_{SPT}$ , reported here:

$$(G_0 / p_a) / N_{60} = \alpha N_{1,60} \quad (14)$$

in which  $N_{1,60}$  is given by relation (8),  $p_a$  is atmospheric pressure and  $N_{60}$  è the value of  $N_{SPT}$  referred to an efficiency of 60%. Equation (14) is preferable to equation (8) since it does not need information about age of deposit and type of soil. Figure 12a shows the correlation between  $G_0/p_a/N_{60}$  and  $N_{1,60}$ . The same figure reports the limits suggested by SCHNAID (2005) which seem in agreement with the data of database. These limits are originally referred to both coarse and cemented soil with a quite clear distinction. This distinction is not evident in our database.

In the same way a relationship between  $V_s/N_{60}$  ed  $N_{1,60}$  is deduced (LO PRESTI *et alii*, 2006). Figure 12b shows a comparison between values of shear wave velocity measured by down hole tests and that estimated by means of equation (14). It is evident that the effectiveness of correlation is scarce.

The showed comparison suggests to use such correlation in a cautious way. Notwithstanding, provided that a correlation between  $G_0$  and penetrometric resistance exist, it is much more reliable to set up such correlation on regional basis. In this way, for large areas, these correlation could bring to a reduction in investigation expenses.

From a practical point of view, a comparison between the ground

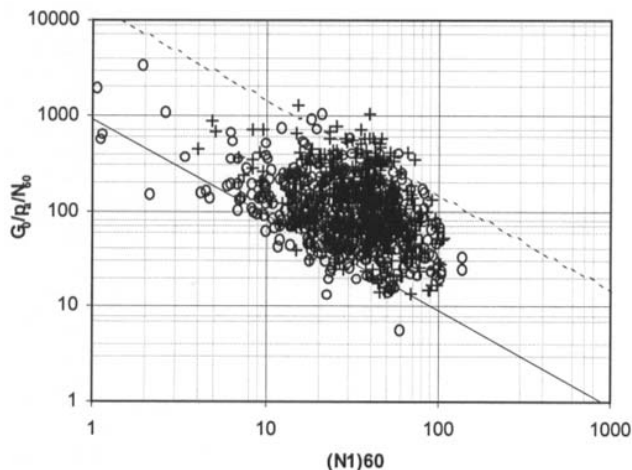


Fig. 12a - Correlazione tra  $V_s/(N_1)_{60}$  ed  $(N_1)_{60}$   
 - Correlation between  $V_s/(N_1)_{60}$  and  $(N_1)_{60}$

li a quelle sopra indicate, specifiche per il sito in esame. Nel caso di indagini riguardanti vaste aree con caratteristiche omogenee, questa metodologia può offrire dei vantaggi economici pur garantendo una caratterizzazione del sito di ottima qualità.

Riveste un certo interesse confrontare la definizione di tipo di suolo effettuata attraverso i risultati di prove SPT o attraverso le misure di velocità ( $V_{s30}$ ). Il confronto è stato effettuato su un numero ridotto di verticali rispetto a quelle utilizzate per validare le correlazioni di OTHA & GOTO (1978) e SCHNAID (1997). Tuttavia il giudizio che si ricava può ritenersi sufficientemente conclusivo. In genere la definizione coincide e solamente in 3 casi su 18 si sono osservati scostamenti verso una categoria diversa.

Se si confrontano i valori di velocità media nei primi 30 m ricavati da prove DH  $V_{s30}(DH)$  e quelli ottenuti da prove di sismica a rifrazione SH  $V_{s30}(SH)$  è possibile, osservare, seppure il campione dei dati risulta ridotto, una discreta correlazione. Ciò suggerisce la possibilità di impiegare le tecniche di superficie (sismica a rifrazione, SASW) con successo e con un significativo risparmio di costi. Sotto questo punto di vista, un ottimo compromesso costi-benefici è offerto dall'impiego del cono sismico o del dilatometro sismico.

La Figura 13 mostra i profili di velocità ottenuti con diverse metodologie (cono sismico-SCPT, dilatometro sismico-SDMT, cross-hole e onde di superficie-SASW).

### CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'articolo offre una rassegna delle indagini da utilizzarsi per la caratterizzazione dinamica dei terreni ai sensi dell'OPCM 3274 e dell'EC8. Si è altresì fatto riferimento, per quanto di pertinenza, alle Norme Tecniche per le Costruzioni (2005).

Alla luce di quanto mostrato è possibile trarre alcune conclusioni:  
 - si sconsiglia l'impiego dei risultati di prove penetrometriche per ricavare i valori delle velocità delle onde di taglio;

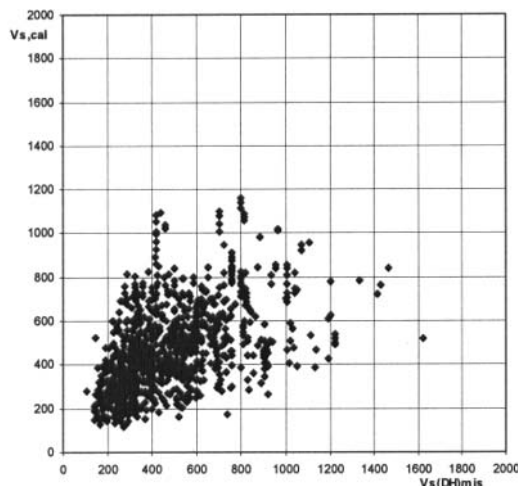


Fig. 12b - Confronto tra  $V_s$  rilevata mediante prove DH e stime della relazione (14)  
 - Comparison between measured  $V_s$  estimation by eq. (14)

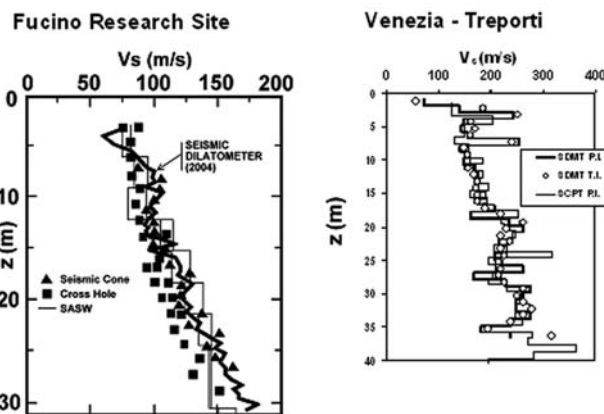


Fig. 13 - Profili di velocità ottenuti con diverse metodologie di prova (MARCHETTI, 2005)  
 - Shear wave velocity measured by means of different techniques (MARCHETTI, 2005)

type classification obtained by means of  $N_{SPT}$  and measurement of shear wave velocity could be interesting.

Eighteen sites have been considered, in which both SPT and Down Hole tests have been carried out. As a consequence classification of soil by means both type of investigation can be made. Results show that only in 3 cases of 18 sites considered the ground classification was different. This result, even if based on a limited group of sites, encourages the employment of penetrometric test for the ground classification.

Another interesting comparison has been made between shear wave velocity measured with different techniques, as DH, SASW, seismic cone (SCPT) and seismic dilatometer (SDMT).

Figure 13 shows a comparison between shear wave velocity measured by means of these three techniques. From the figure the agreement between data seems good. Since the penetrometric tests

- l'impiego di correlazioni empiriche, del tipo sopra indicato, risulta giustificato solamente nel caso in cui vengano investigate aree, con caratteristiche omogenee, di ampie dimensioni. In questo caso ha senso realizzare correlazioni di tipo specifico per il sito in esame, il che può comportare dei risparmi;
- la misura delle velocità delle onde di taglio, finalizzata alla individuazione del tipo di suolo, può essere effettuata mediante tecniche di sismica a rifrazione o mediante misure più accurate in foro (tenuto conto dei limiti intrinseci di ciascuna metodologia);
- l'impiego del cono sismico o del dilatometro sismico, nel caso in cui sia possibile penetrare nel terreno, consente di determinare profili di velocità molto accurati con significative economie delle risorse.

are cheaper than the other tests, this result suggests the use of these techniques, if possible.

### CONCLUDING REMARKS

The paper summarizes investigations needed to characterize ground in the framework of OPCM 3274 DM 15 settembre 2005 and Eurocode 8.

At light of developed considerations some conclusions could be made:

- use of penetrometric tests to estimate shear wave velocity is not reliable;
- use of empirical correlations is justified only for situations in which a regional study is appropriate;
- ground type classification is reliable also by means of geophysical tests from ground surface (e.g. SASW);
- SCPT and SDMT are reliable and cheaper than other techniques, with only limitation due to limits in penetration of soil.

### OPERE CITATE / REFERENCES

- AGI (1994) - *Laboratory soil testing recommendations*. In Italian.
- BRUZZI D. & CESTARI F. (1983) - *Apparatuses and execution of penetrometric tests*. XI ciclo delle Conferenze di Geotecnica di Torino. Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, N. 604.
- CESTARI F. (1990) - *Prove Geotecniche in Sito*. Edizioni Geo-Graph Segrate. In Italian.
- CUBRINOVSKI M. & ISHIHARA K. (1999) - *Empirical Correlation between SPT N-value and Relative Density of Sandy Soils*. Soils and Foundations, 5: 61-71.
- DM.LL.PP. (1988) - *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*. Suppl. Ord. Gazzetta Ufficiale della Repubblica 1-6-88, no. 127
- DE MELLO V.F.B (1971) - *The Standard Penetration Test*. SOA Report, Proc. IV Panamerican Conf. on SMFE, San Juan, Puerto Rico.
- D'ONOFRIO A., SILVESTRI F. & VINALE F. (1999) - *Strain rate dependent behaviour of a natural stiff clay*. Soils and Foundations, **39(2)**: 69-82.
- EUROCODE 7 (2004) - *Geotechnical Design- Part 1: General Rules Part 2: Ground Investigations and Testing*.
- EUROCODE 8 (2003) - *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - Part 1-1:General Rules for the Representation of Seismic Actions." Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects*.
- IONESCU F. (1999) - *Deformability of siliceous sands by cyclic torsional shear strength*. Ph. D. Thesis, Politecnico di Torino, Department of Structural and Geotechnical Engineering.
- IT REGIONE TOSCANA (2005) - *Istruzioni tecniche per le indagini geologico – tecniche, le indagini geofisiche e geotecniche, statiche e dinamiche, finalizzate alla valutazione degli effetti locali nei comuni classificati sismici della Toscana, Volume 1*, LR 30/07/1997 No 56. Programma VEL.
- JAMIOLKOWSKI M., GHIONNA V.N., LANCELLOTTA R. & PASQUALINI E. (1988) - *New Correlations of Penetration Test in Design Practice*. Proc. of ISOPT-I, Orlando, Fla.
- JAPAN ROAD ASSOCIATION (1990) - *Specification for Highway Bridges, Part IV*.
- LANCELLOTTA R. (1993) - *Geotecnica*. Zanichelli 2nd ed. In Italian.
- LIAO S.C. & WITHMANN R.V. (1986) - *Overburden Correction Factors for SPT in Sand*. *Journal of GED, ASCE*. 112(3): 373-377
- LO PRESTI D.C.F. (1989) - *Dynamic properties of soils*. Proc. XIV Conferenza Geotecnica di Torino, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Torino. In Italian.
- LO PRESTI D.C.F., JAMIOLKOWSKI M., PALLARA O. & CAVALLARO A. (1996) - *Rate and Creep Effect on the Stiffness of Soils*. GSP No. 61, ASCE: 166-180.
- LO PRESTI D.C.F. & PUCI I. (2001) - *Dynamic probing to soil characterization*. XVIII Ciclo delle Conferenze di Geotecnica di Torino. Politecnico di Torino. Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica. In Italian.
- LO PRESTI D.C.F., SHIBUYA S. & RIX G. (2001) - *Innovation in Soil Testing*. Proc. of 2<sup>nd</sup> Int. Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino 27-30 September 1999, Balkema, **2**: 1027-1076.
- LO PRESTI D.C.F., PALLARA O., FROIO F., RINOLFI A. & JAMIOLKOWSKI M. (2005) - *Stress-Strain-Strength Behaviour of Undisturbed and Reconstituted Gravely Soil Samples*. Submitted to RIG for possible publication, September 2005
- LO PRESTI D.C.F., PALLARA O., MENSI E. (2006) - *Characterization of Soil Deposits for Seismic Response Analysis*. Geotechnical Symposium in Roma, A Symposium to Celebrate Prof. Tatsuoka's 60<sup>th</sup> Birthday.

- MAYNE P.W. & RIX G.J. (1993) -  $G_{max} - q_c$  Relationships for Clays. Geotechnical Testing Journal, **16(1)**: 54-60.
- MARCHETTI S. (2005) - Shear wave velocity by seismic dilatometer. Personal communication.
- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (2005) - Decreto 14 Settembre 2005. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- OPCM 3274 (2003) - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, GU n. 105 del 8 maggio 2003.
- OTHA Y. & GOTO N. (1978). Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 6.
- PALLARA O. (1995) - Stress-strain behaviour of two sands under cyclic and monotonic stress paths. Ph. D. Thesis, Department of Structural Engineering, Politecnico di Torino. In Italian.
- PALLARA O. & ENZO M. (1999) - Laboratory dynamic measurements: some experimental aspects. Department of Structural and Geotechnical Engineering, Politecnico di Torino. Internal report. In Italian.
- PASQUALINI E. (1983) - Standard Penetration Test. XI ciclo delle Conferenze di geotecnica di Torino. Atti Istituto Scienza delle Costruzioni No. 608. Politecnico di Torino.
- REGIONE TOSCANA (2004) Programma di Valutazione degli Effetti Locali (VEL) e Programma di valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici pubblici e/o strategici in muratura o in cemento armato (VSM e VSCA) in Garfagnana, Lunigiana, Valtiberina, Casentino, Mugello ed Amiata. Legge Regionale 30.7.97 n.56
- SCHMERTMANN J.H. (1978). Use of SPT to Measure Dynamic Soil Properties? Yes, But...! Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654. 341-355.
- SCHNAID F. (1997) - Panel Discussion. Evaluation of in situ tests in cohesive frictional materials. 14<sup>th</sup> Int. Conf. on SMGE. Hamburg. 4: 2189-2190.
- SEED R.B., CETIN O., MOSS R.E.S., KAMMARER A.M., WU J., PESTANA J.M., RIEMER M.F., SANCIO R.B., BRAY J.D., KAYEN R.E. & FARIS A. (2003) - Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework. 26<sup>th</sup> Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar.
- SHIBUYA S., MITACHI T., FUKUDA F. & DEGOSHI T. (1995) - Strain Rate Effect on Shear Modulus and Damping of Normally Consolidated Clay. Geotechnical Testing Journal, **18(3)**: 365-375.
- TATSUOKA F. & KOHATA Y. (1995) - Stiffness of Hard Soils and Soft Rocks in Engineering Applications. Keynote Lecture 8, IS Hokkaido 1994. 2: 947-1066. Balkema
- YOUNG T.L. & IDRIS I.M. (2001) - Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **127(4)**: 297-313.

Received August 2006 - Accepted December 2006