

Seminario Tecnico

**Il comportamento dinamico dei terreni**

Laboratorio di Geotecnica, Università degli Studi di Enna "Kore"

Enna, 20 giugno 2013

# Fondamenti di Dinamica dei Terreni



**SAPIENZA**  
UNIVERSITÀ DI ROMA

**Prof. Ing. Giuseppe Lanzo**

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI  
DI ENNA "KORE"



**AGI**

Associazione  
Geotecnica  
Italiana



ORDINE REGIONALE  
DEI GEOLOGI DI SICILIA

# Premessa

L'attenzione che recentemente si è concentrata sulle analisi sismiche non deve farci dimenticare che il sottosuolo deve essere adeguatamente caratterizzato per le verifiche SLU e SLE

## Elementi necessari nel progetto

- Modello geologico
- Modello geotecnico (parametri)
- Definizione dell'azione sismica
- (Analisi e verifiche strutturali)
- Verifica delle fondazioni



# Il modello geotecnico di sottosuolo

prodotto finale di un insieme di elaborazioni che, sulla base:

1. delle caratteristiche tipologiche e prestazionali del manufatto da realizzare

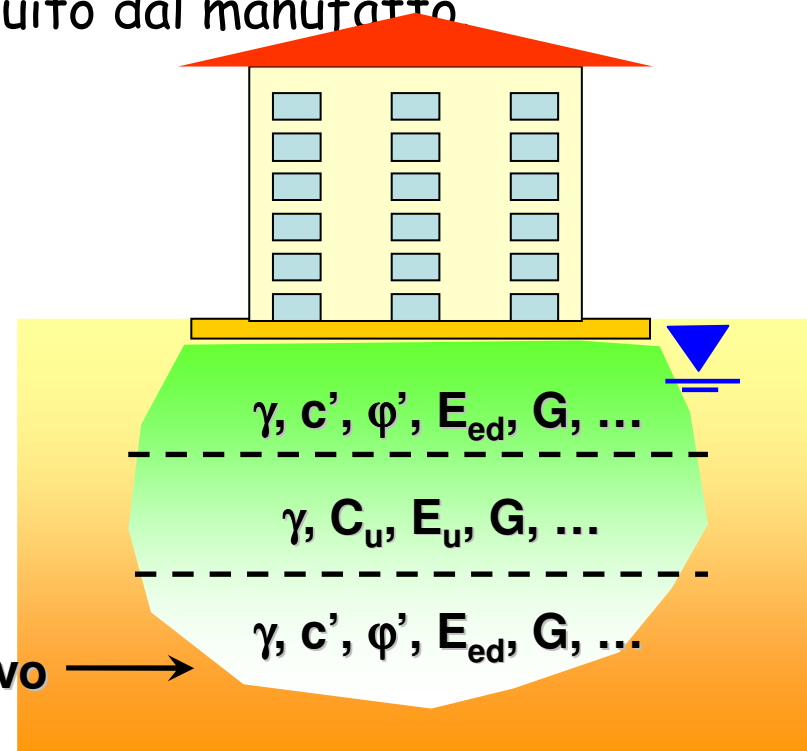
2. dei risultati di specifiche indagini e prove geotecniche

giunge a definire e a caratterizzare in termini fisici e meccanici un sistema strutturale - **il volume significativo di terreno** - connesso con un altro sistema strutturale, quello costituito dal manufatto

È in generale necessario individuare **più di un modello geotecnico**, in ragione del tipo di opera (fondazione, opera di sostegno, ..) e dello stato limite considerato.

(da Burghignoli, 2008)

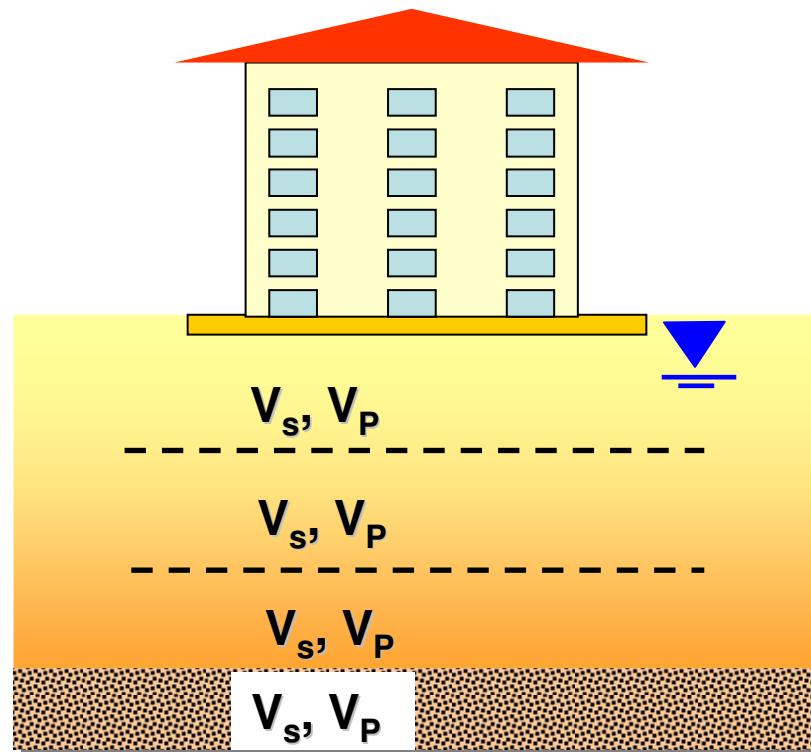
volume  
significativo →



# Il modello geotecnico di sottosuolo per RSL

## Indagini integrative per studi di RSL

- geofisiche (CH, DH, MASW, etc.)
- geotecniche (laboratorio e sito)
- misure di rumore ambientale



## 6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

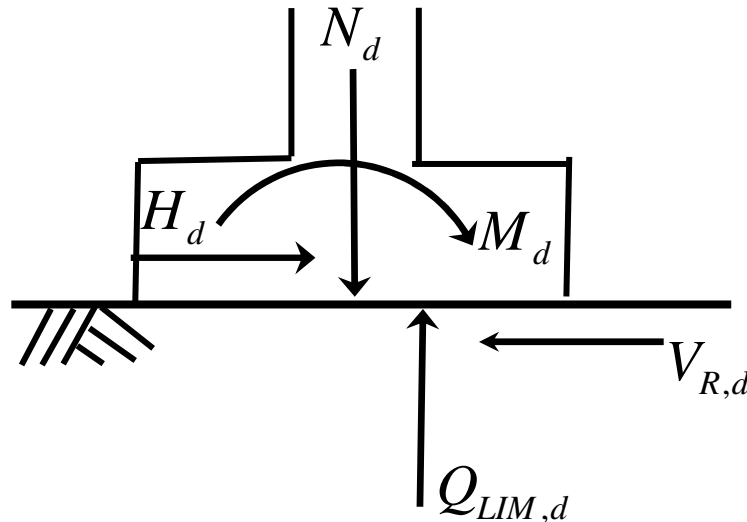
I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

## Verifiche SLU - GEO



$$E_d \leq R_d$$

Verifica di capacità portante:

$$N_d \leq Q_{LIM,d}$$

**Esempio: fondazione superficiale su terreno a grana grossa (sabbia - ghiaia)**

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma N_{\gamma} B_R i_{\gamma} \quad i_{\gamma} = \left(1 - \frac{V_{sd}}{N_{sd}}\right)^{m+1} \quad B_R = B - 2e = B - 2 \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$$

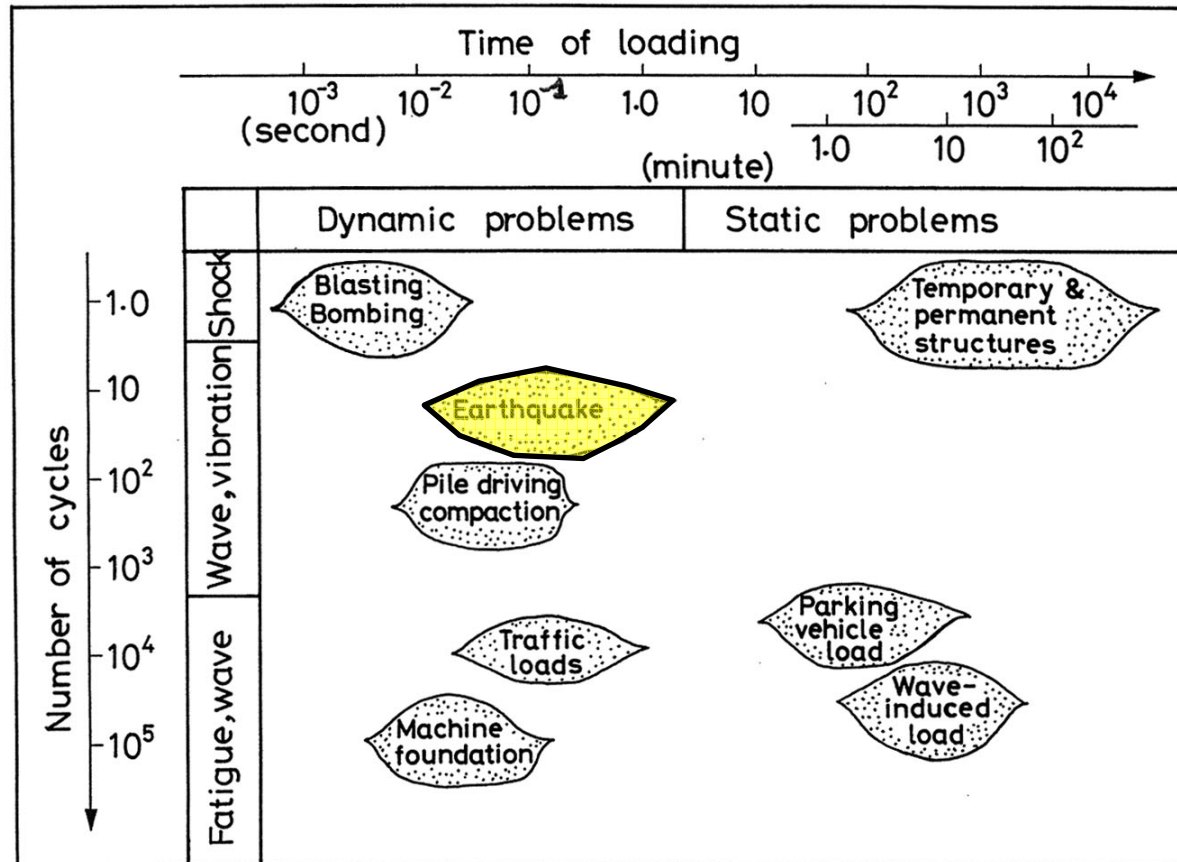
**Le verifiche geotecniche non possono essere condotte "a-priori".**

Le analisi richiedono la definizione dei carichi in fondazione valutati sulla base dell'analisi strutturale

# Dinamica dei Terreni

Studia il comportamento meccanico del terreno in presenza di azioni **dinamiche e/o cicliche**

Il termine **dinamico** è generalmente associato al **tempo di applicazione del carico** (o alla **velocità di applicazione**)



(Ishihara, 1996)

# Dinamica dei Terreni

Il termine **ciclico** si riferisce alla ripetizione dei cicli di carico.

Sia i carichi statici sia i carichi dinamici possono rientrare nella categoria di carichi ciclici

Nell'accezione corrente:

## **problemi dinamici**

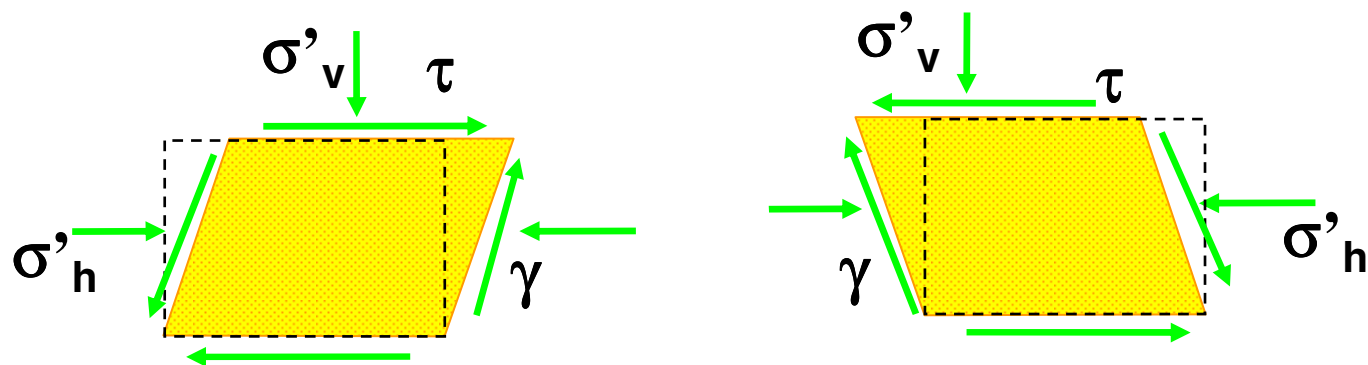
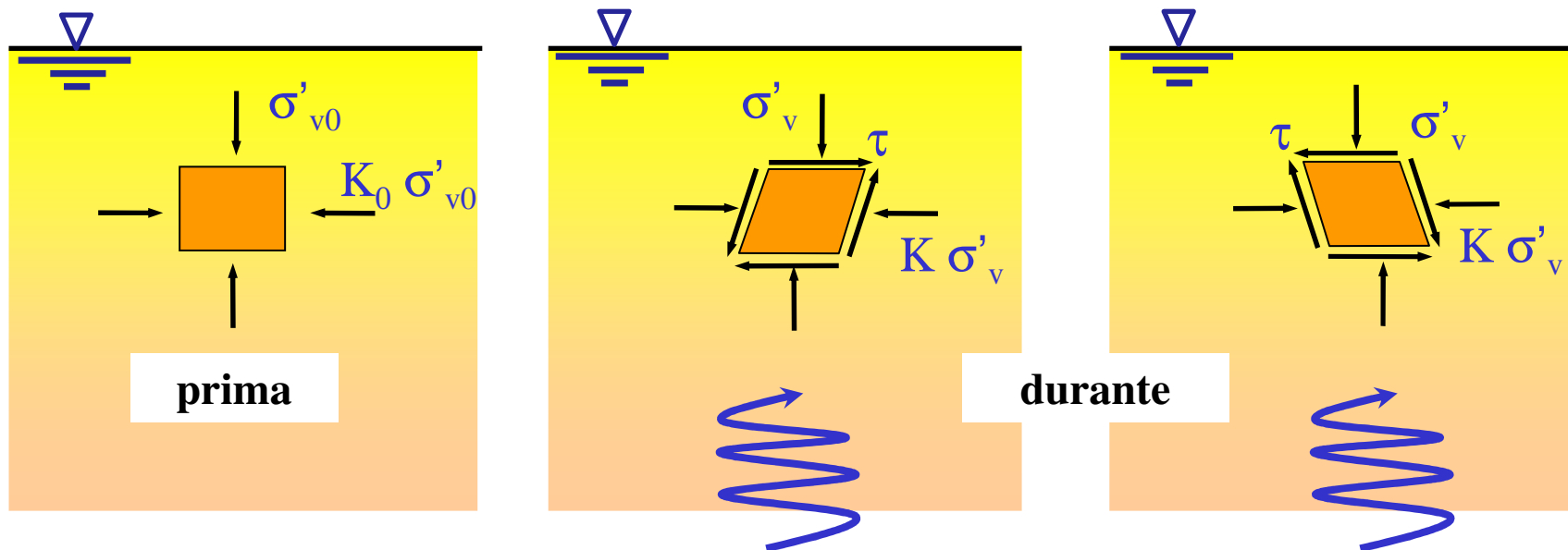
caratterizzati cioè da carichi in cui il tempo di applicazione è così ridotto che non è possibile trascurare le forze d'inerzia

## **problemi ciclici**

caratterizzati cioè da carichi in cui il tempo di applicazioni è tale che è possibile trascurare le forze d'inerzia



# Sollecitazioni di un elemento di terreno durante un evento sismico



# Risposta meccanica dei terreni alle azioni sismiche

## Le condizioni di drenaggio

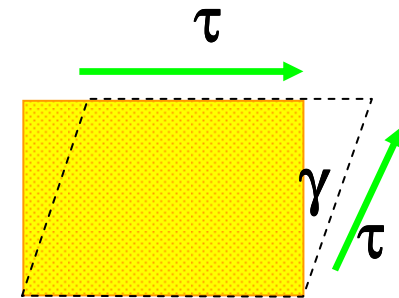
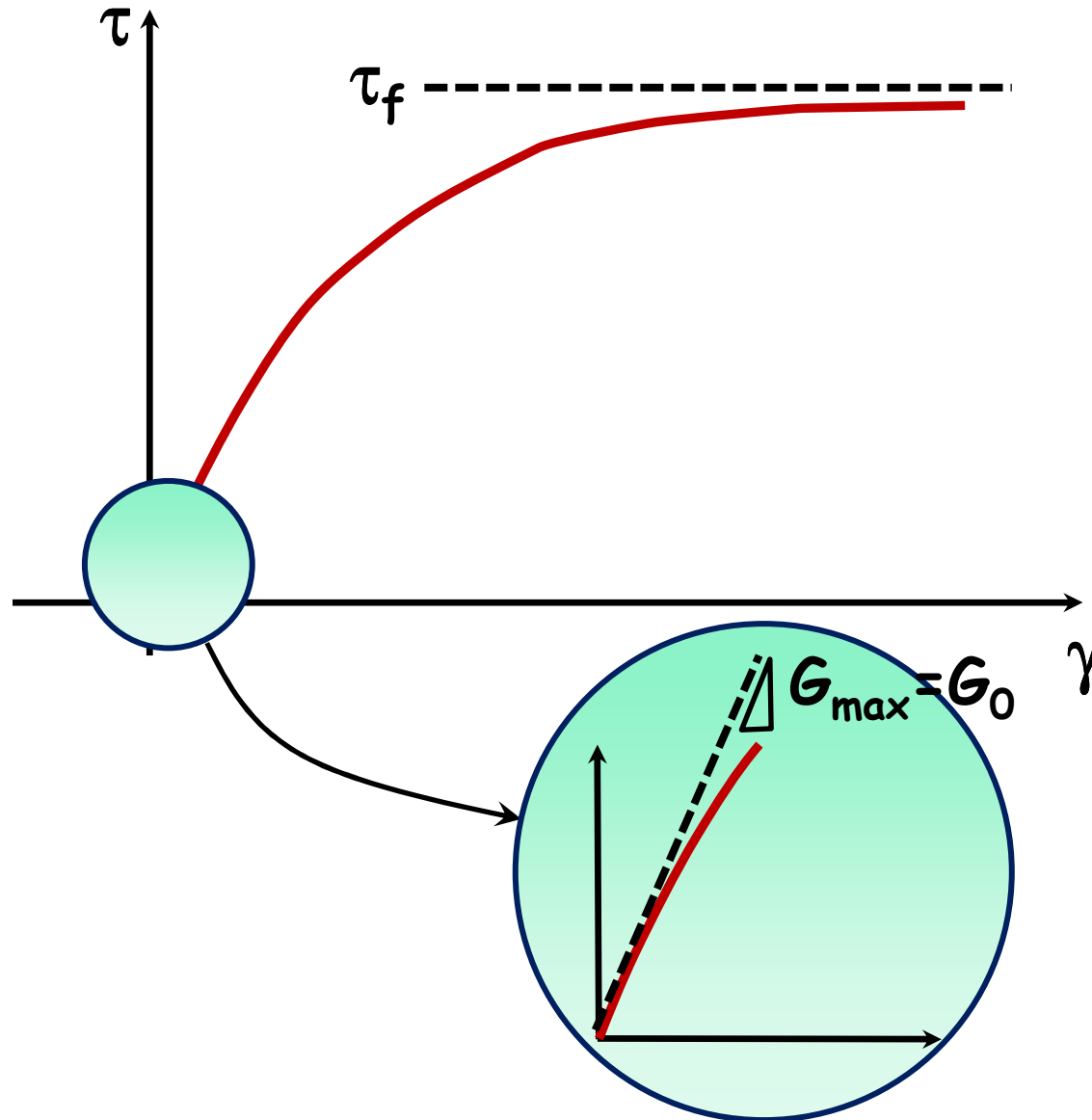
Generalmente nei problemi dinamici riguardanti i terreni saturi la velocità di applicazione delle sollecitazioni è sufficientemente elevata da potere assumere condizioni di drenaggio impedito (**condizioni non drenate**).

- le deformazioni predominanti sono quelle di **pura distorsione**
- per la risoluzione dei problemi applicativi è sufficiente tenere conto del **legame sforzi-deformazioni tangenziali**

**Deformabilità**

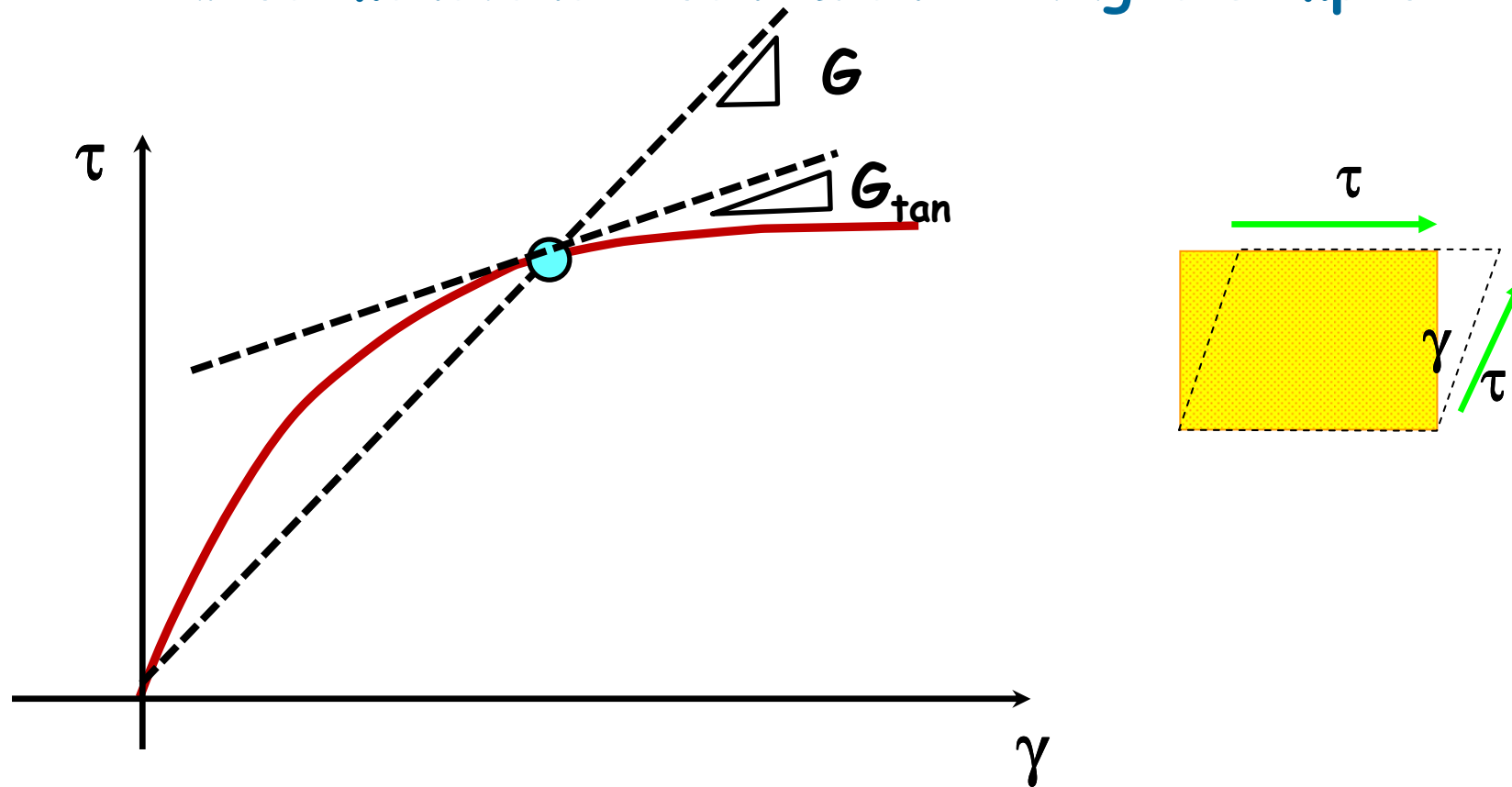
# Comportamento sforzi-deformazioni in condizioni statiche

Carico monotono - condizioni di taglio semplice



# Comportamento sforzi-deformazioni in condizioni statiche

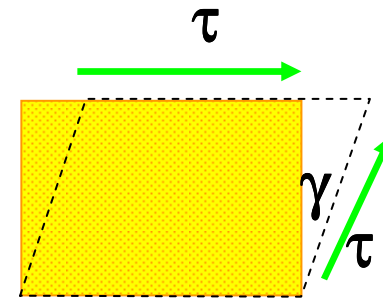
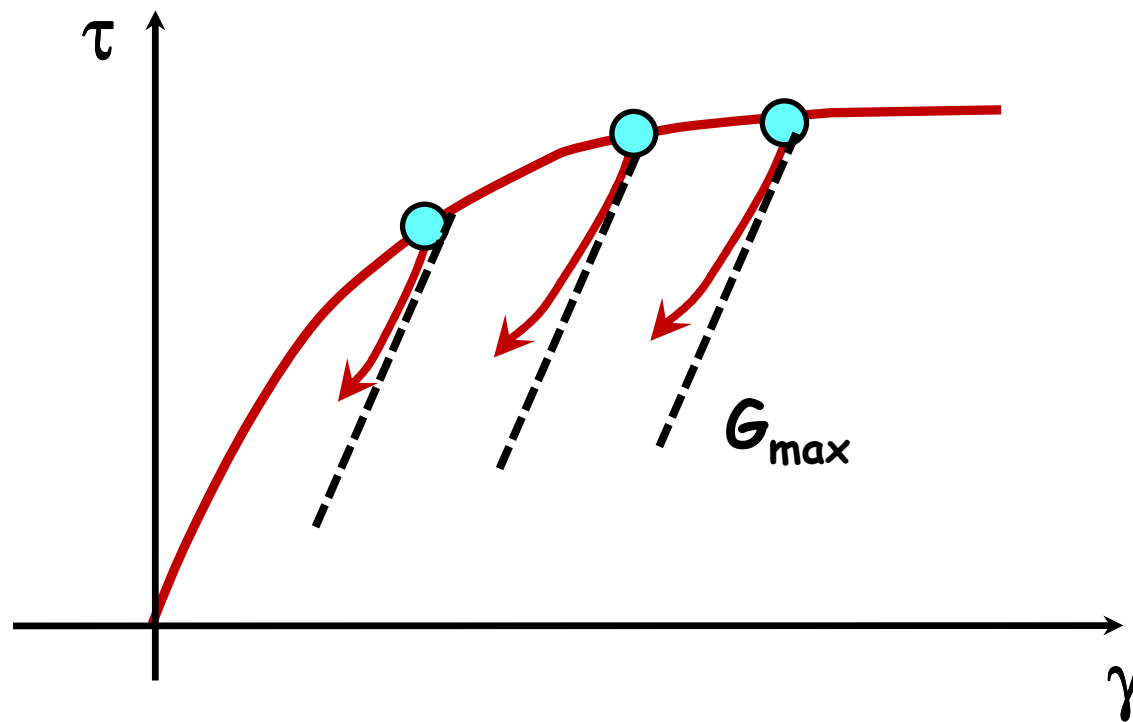
Carico monotono - condizioni di taglio semplice



$$G_{\text{max}} = G_0 = \lim_{\gamma \rightarrow 0} G_{\text{tan}} \cong \lim_{\gamma \rightarrow 0} G$$

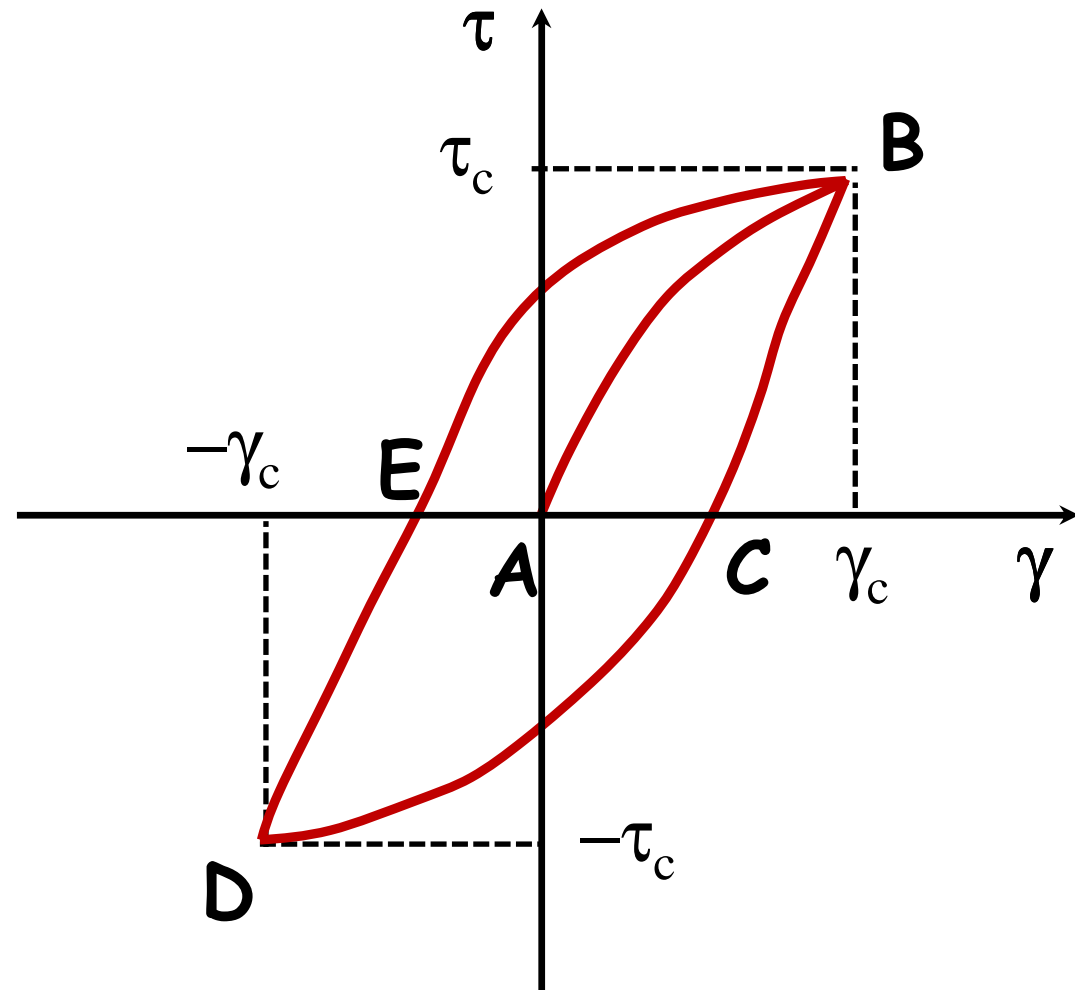
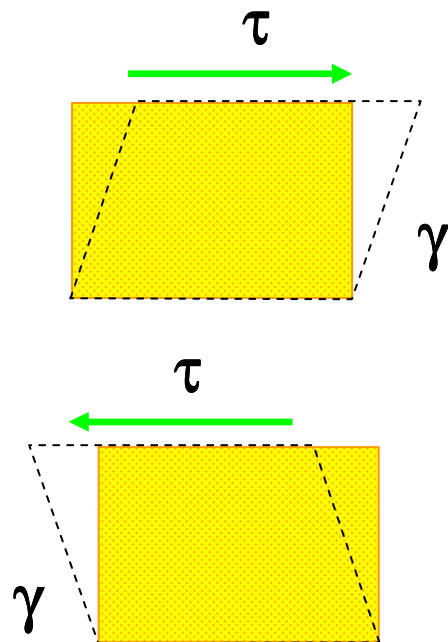
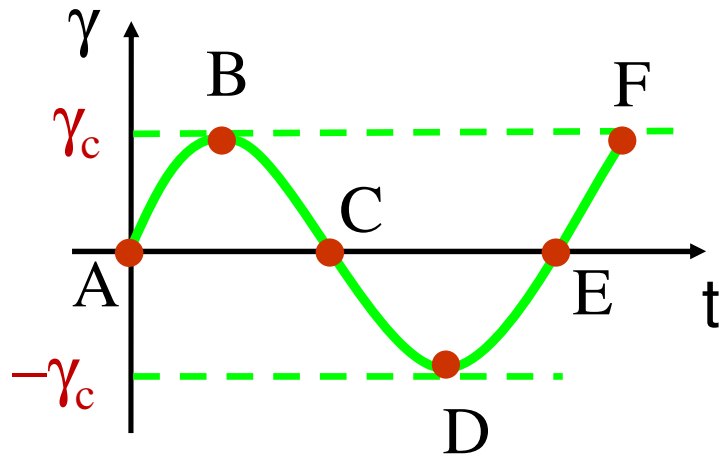
$G_{\text{tan}}$  e  $G$  diminuiscono al crescere di  $\gamma$

# Comportamento sforzi-deformazioni in condizioni statiche



Allo scarico risulta  $G \cong G_{\max}$

# Risposta di un elemento di terreno soggetto a sollecitazioni cicliche

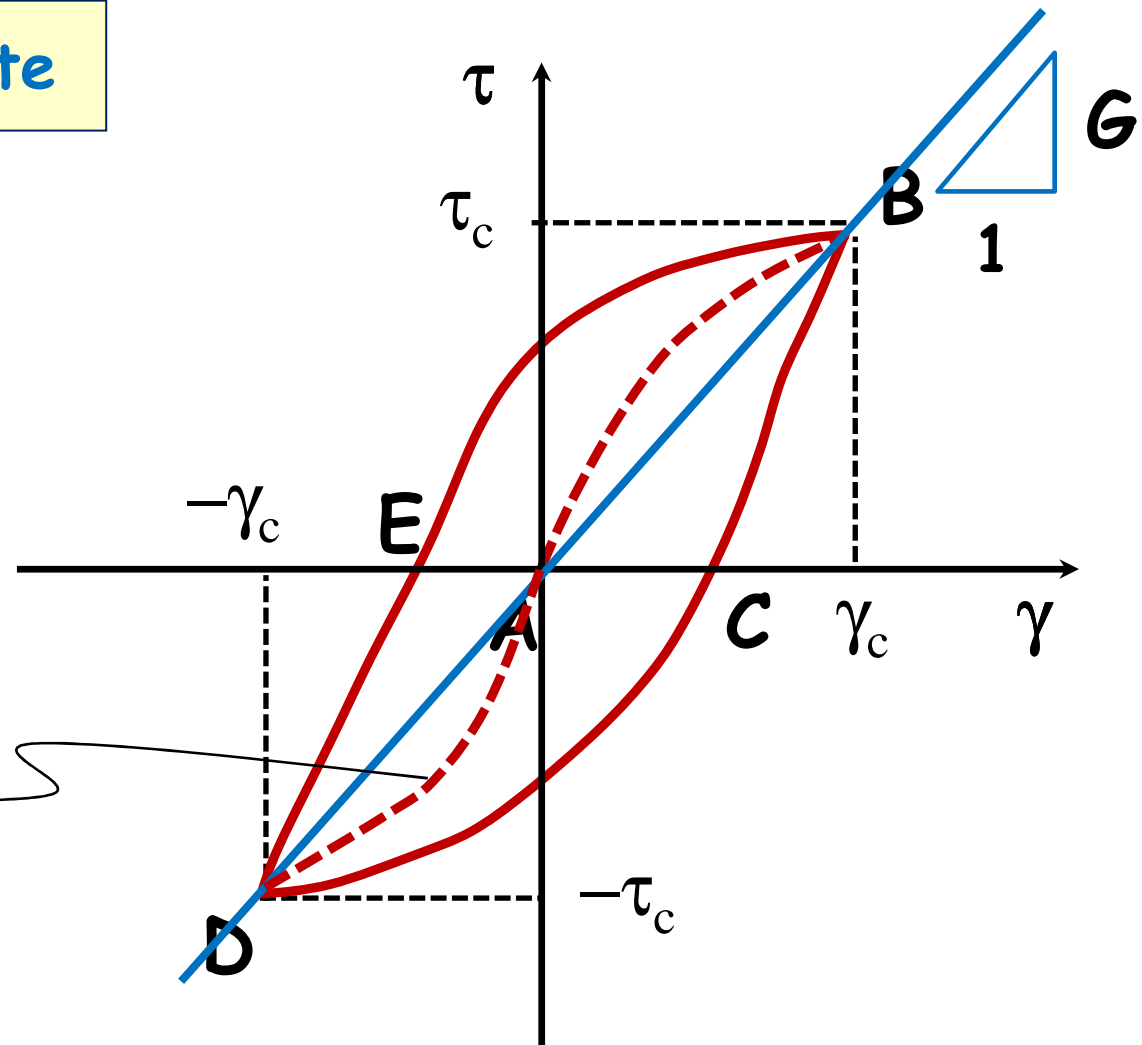


# Parametri geotecnici

Modulo di taglio secante

$$G = \frac{\tau_c}{\gamma_c}$$

curva scheletro  
(backbone curve)



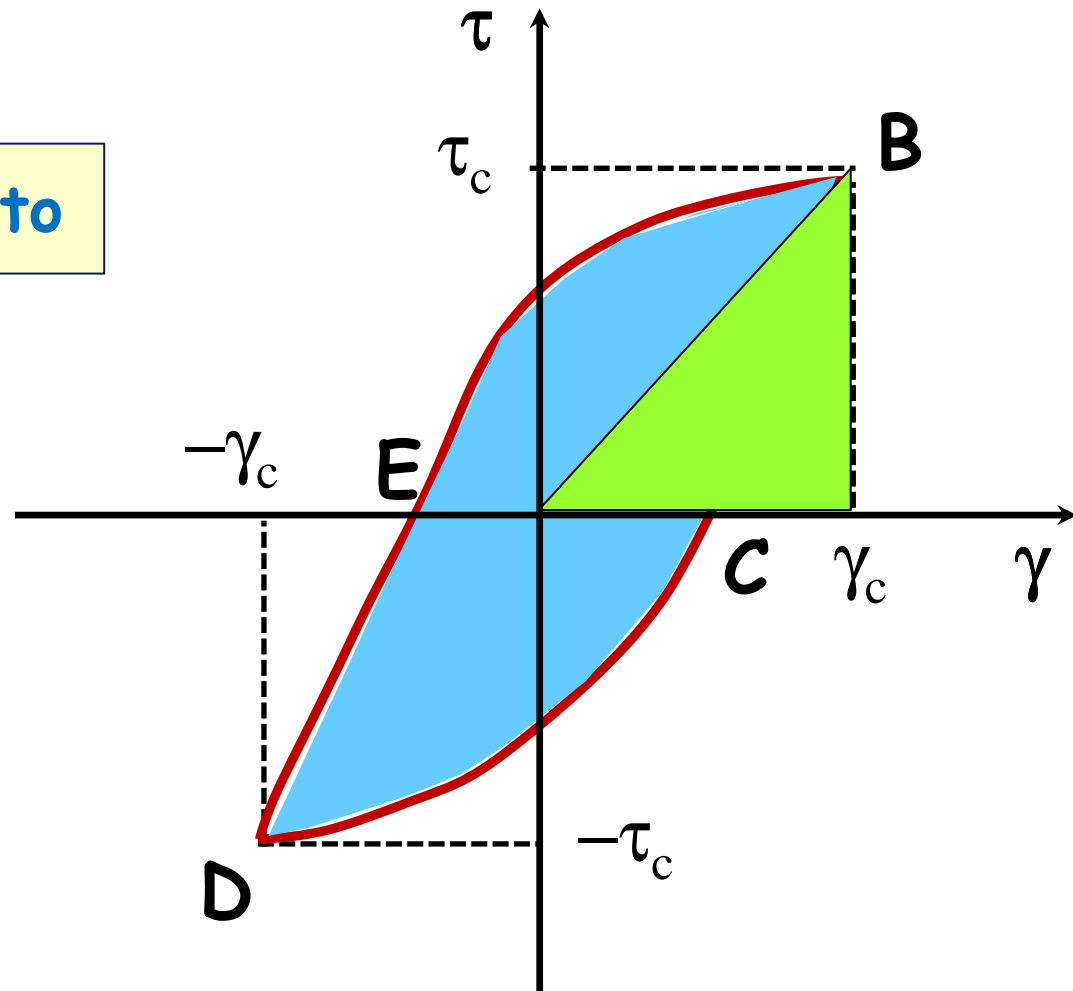


# Parametri geotecnici

Fattore di smorzamento

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma_c \tau_c$$



Energia dissipata durante il ciclo



Energia elastica immagazzinata  
durante la fase di primo carico

# Livelli di deformazione e comportamento meccanico

Sia  $G$  sia  $D$  variano fortemente al variare del livello di deformazione. Si distingue:

- Comportamento alle piccole deformazioni

$$\gamma_c < 0,001\%$$

- Comportamento alle medie deformazioni

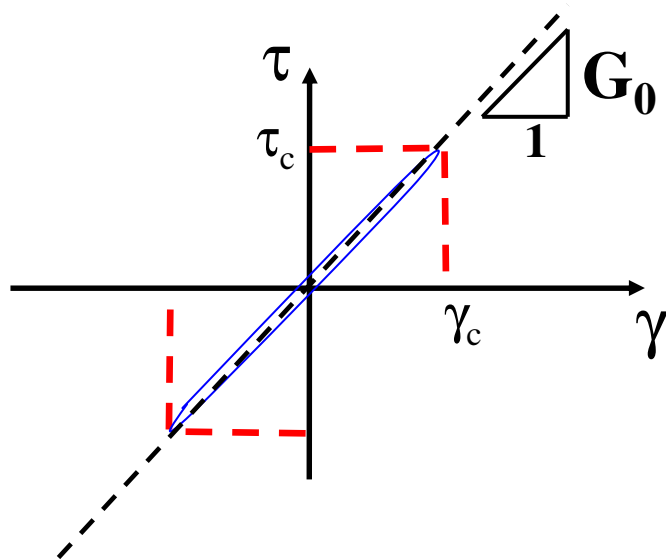
$$0,001\% < \gamma_c < 0,1\%$$

- Comportamento alle deformazioni elevate

$$\gamma_c > 0,1\%$$

# Comportamento a piccole deformazioni

A piccole deformazioni ( $\gamma < 0,001\%$ ) il legame sforzi tangenziali - deformazioni tangenziali è ai fini pratici schematizzabile con un modello elastico lineare



Modulo di  
taglio  
massimo  
o iniziale

$$G = G_0 = G_{\max}$$

Fattore di  
smorzamento  
iniziale

$$D = D_0$$

## Modulo di taglio massimo

$$G_0 = G_{\max} = \rho V_s^2 = \frac{\gamma}{g} V_s^2$$

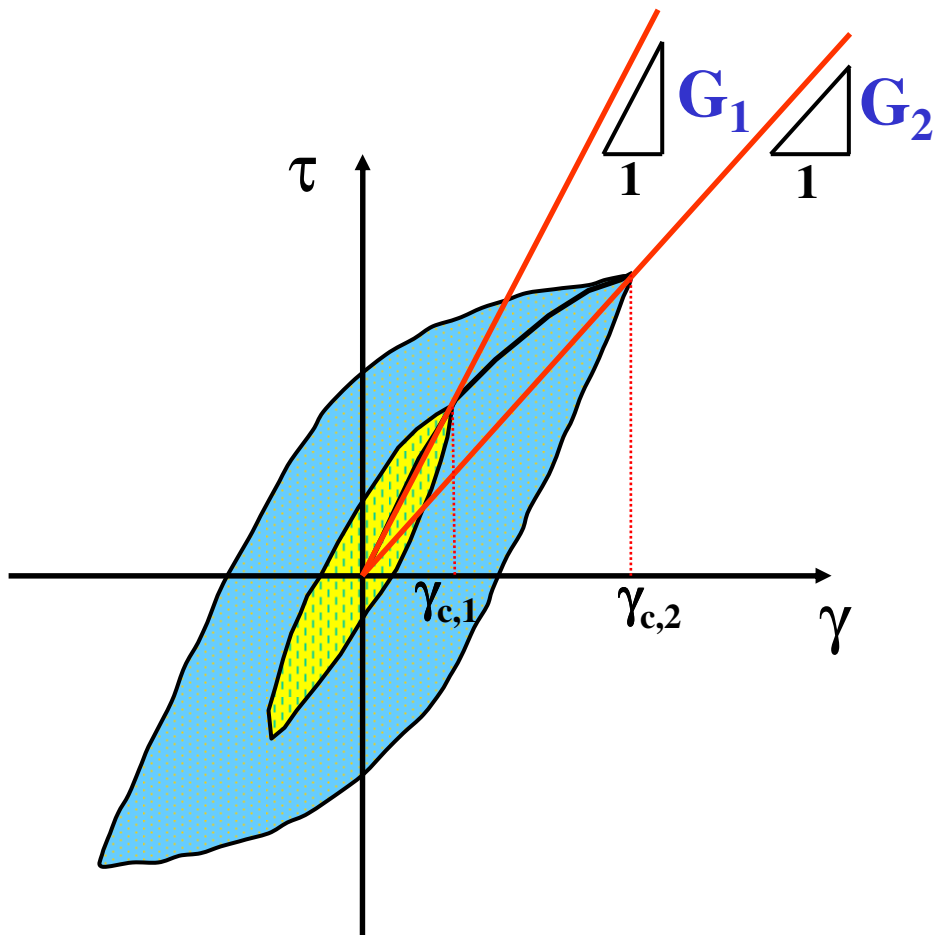
$\rho$  = densità del mezzo bifase

$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno

$g$  = accelerazione di gravità

# Comportamento a medie deformazioni

A medie deformazioni ( $0.001\% < \gamma_c < 0.1\%$ ) il legame  $\tau$ - $\gamma$  è non lineare e dissipativo



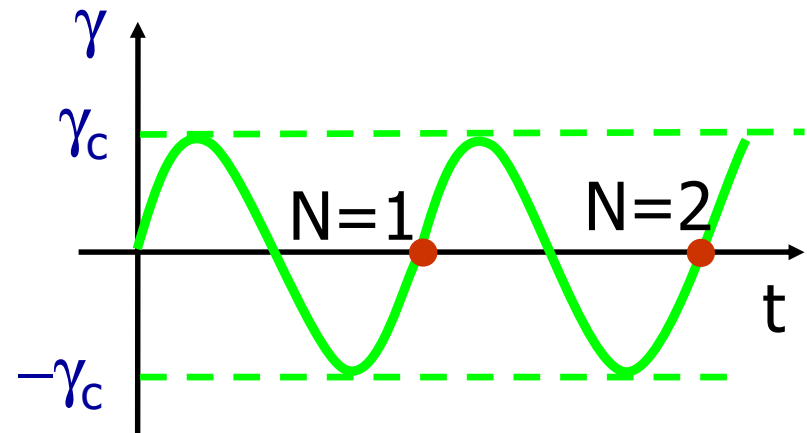
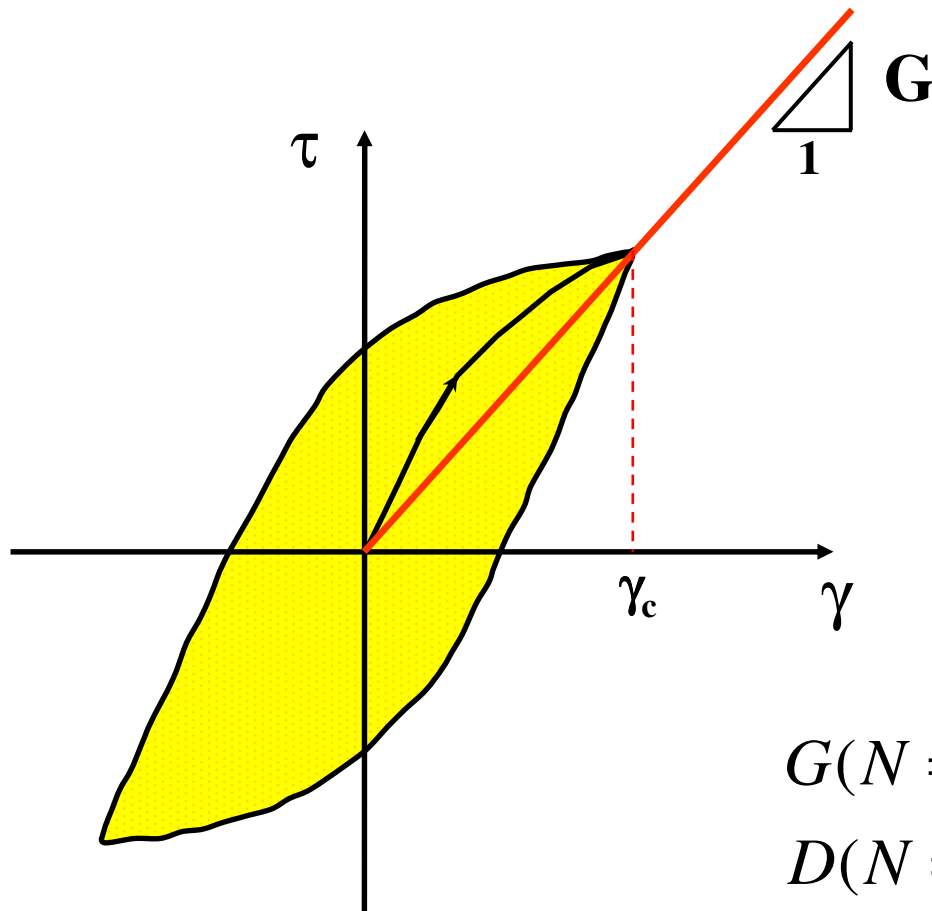
$$G_2 < G_1$$

$$D_2 > D_1$$

$$\gamma_c \uparrow \quad G \downarrow \quad D \uparrow$$

# Comportamento a medie deformazioni

A medie deformazioni il legame  $\tau$ - $\gamma$  non è influenzato dal numero dei cicli  $N$

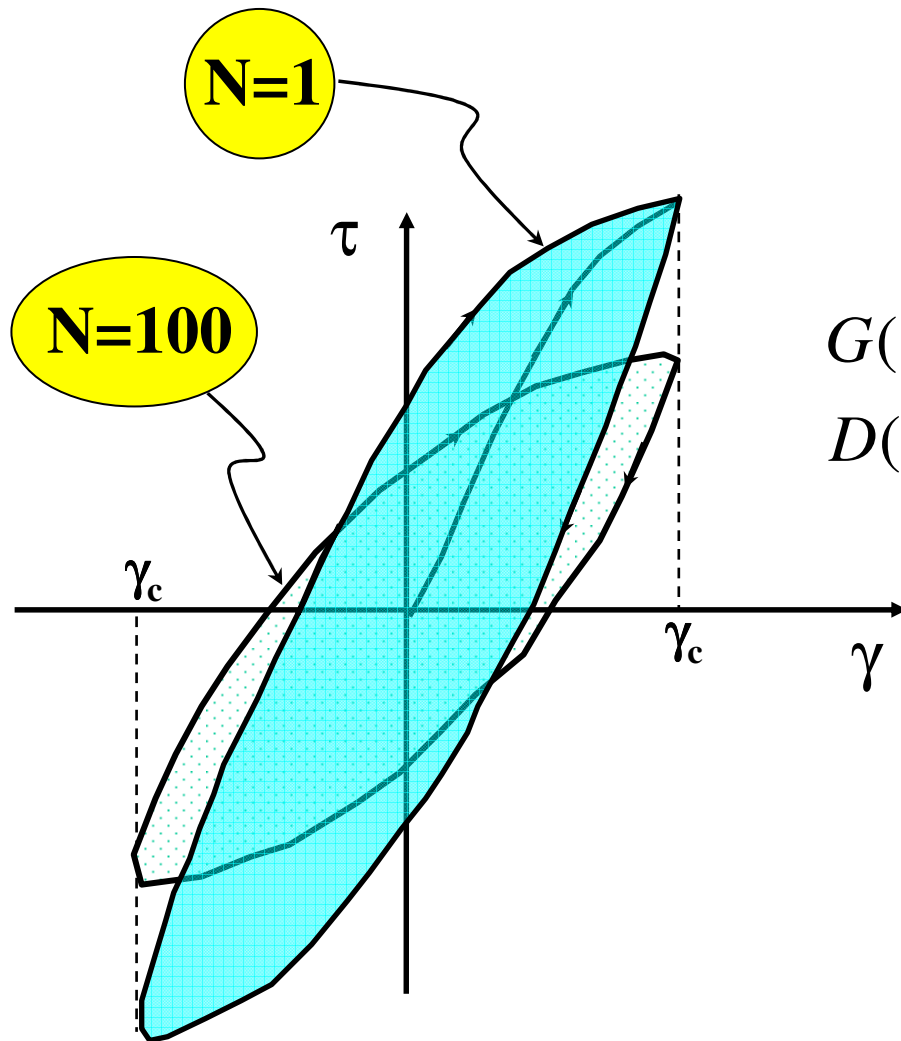


$$G(N=1) = G(N=2) = \dots = G(N=n)$$

$$D(N=1) = D(N=2) = \dots = D(N=n)$$

# Comportamento a elevate deformazioni

A deformazioni elevate il legame  $\tau$ - $\gamma$  è influenzato dal numero dei cicli  $N$



$$G(N = 1) \neq G(N = 2) \neq \dots \neq G(N = n)$$

$$D(N = 1) \neq D(N = 2) \neq \dots \neq D(N = n)$$

# Degradazione ciclica

## Indici di degradazione ciclica

$$\delta_G = \frac{G(N)}{G(1)} \qquad \delta_D = \frac{D(N)}{D(1)}$$

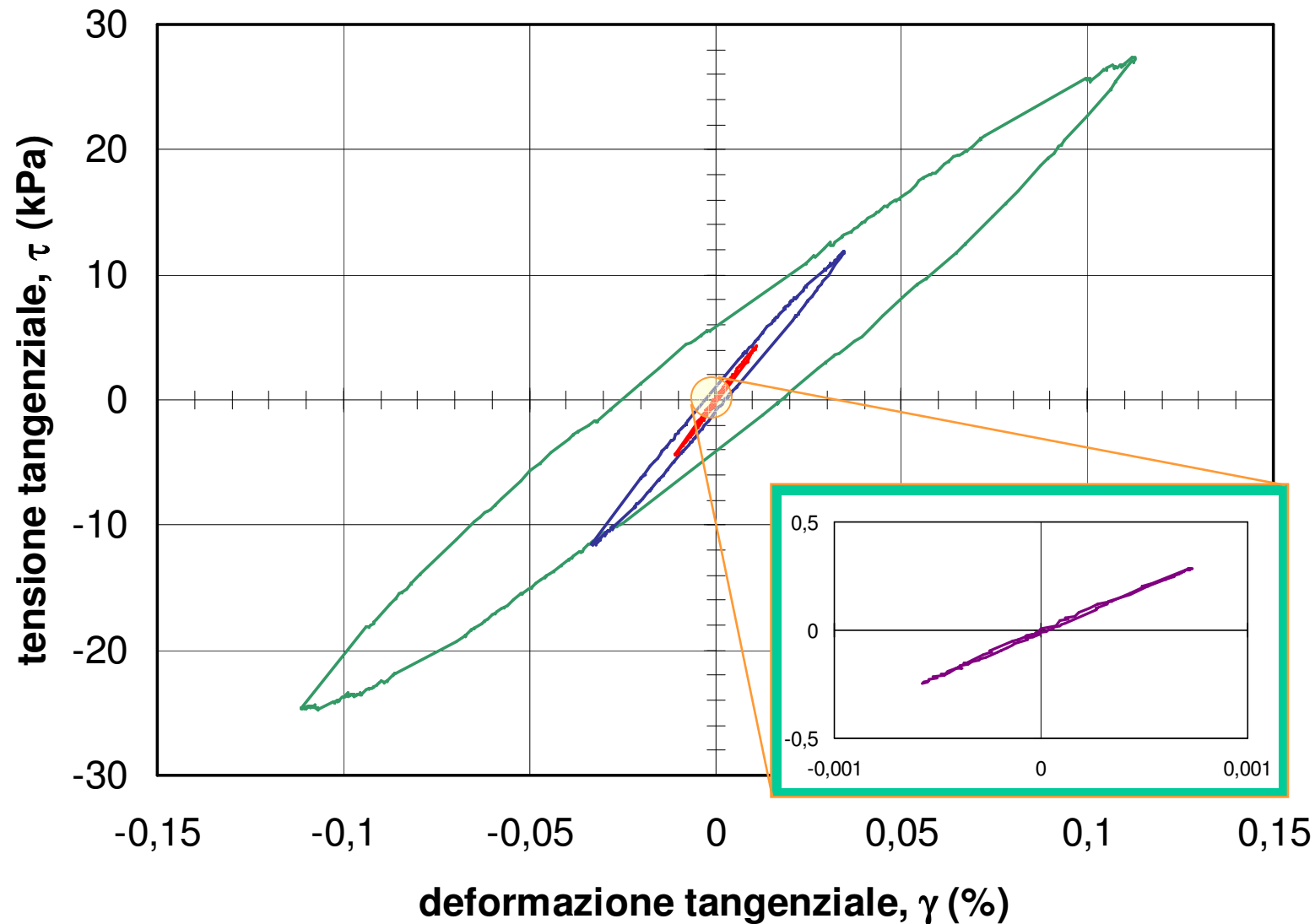
Evoluzione dei parametri di rigidezza e smorzamento con il numero dei cicli.

In generale si assiste ad una **degradazione** del comportamento meccanico dei terreni, cioè una riduzione di  $G$  e un aumento di  $D$ .



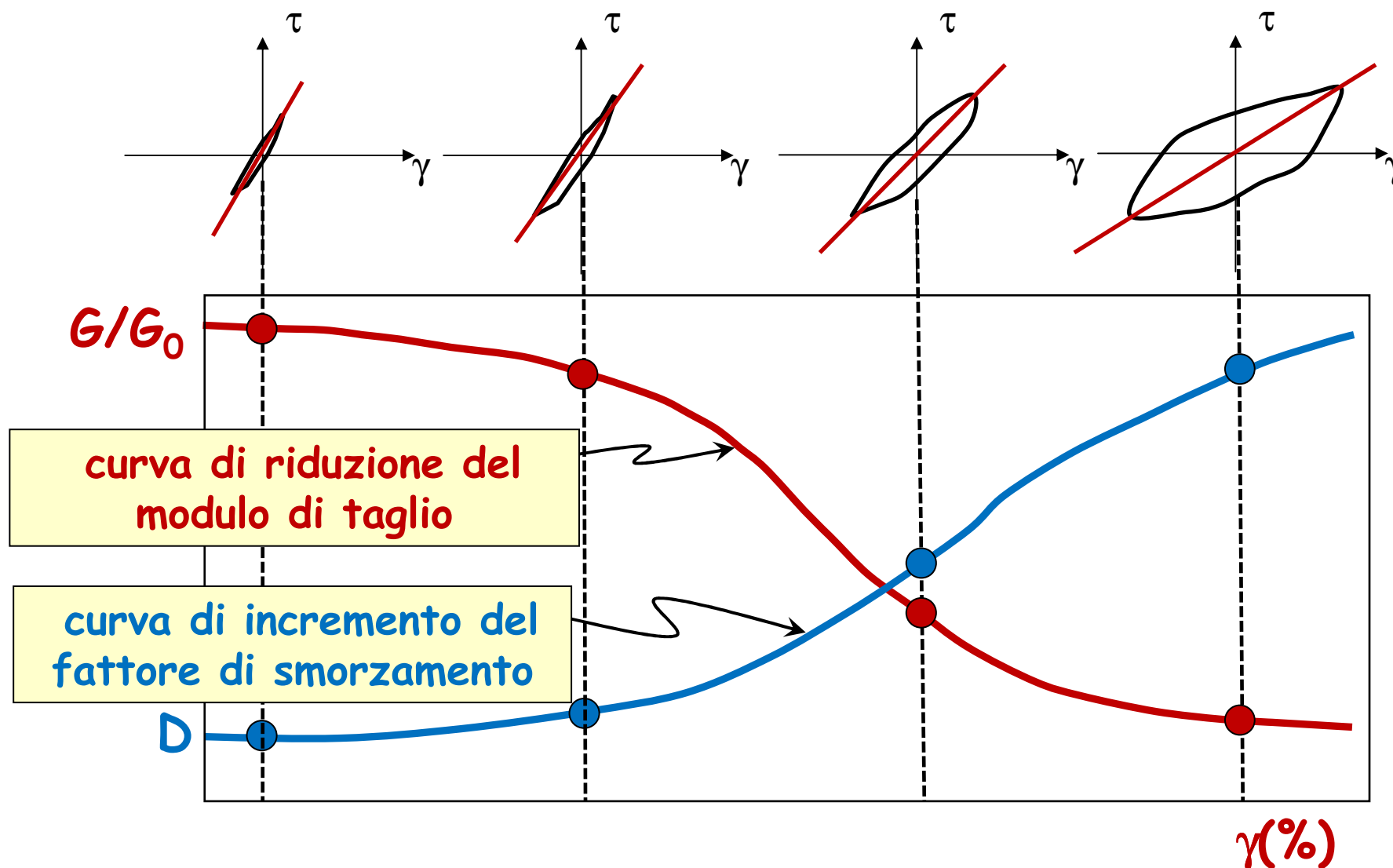
# Evidenza sperimentale della natura del legame $\tau$ - $\gamma$

Prove di taglio semplice ciclico (DSDSS) sull'argilla di Augusta

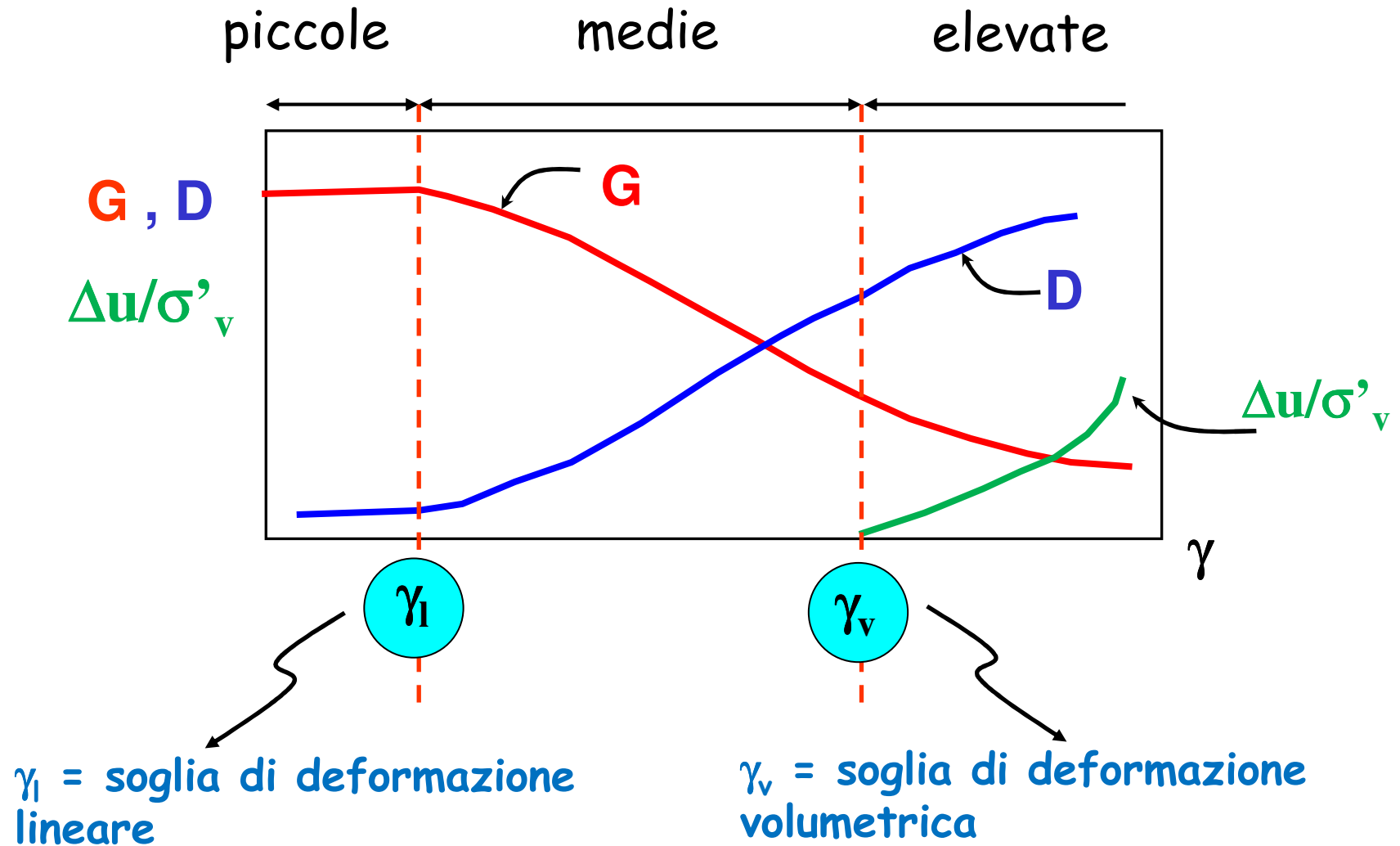


# Rigidezza e smorzamento in funzione del livello di deformazione

non linearità e comportamento dissipativo



# Soglie di deformazione



Al di sopra di  $\gamma_v$  si osserva accoppiamento volumetrico-distorsionale

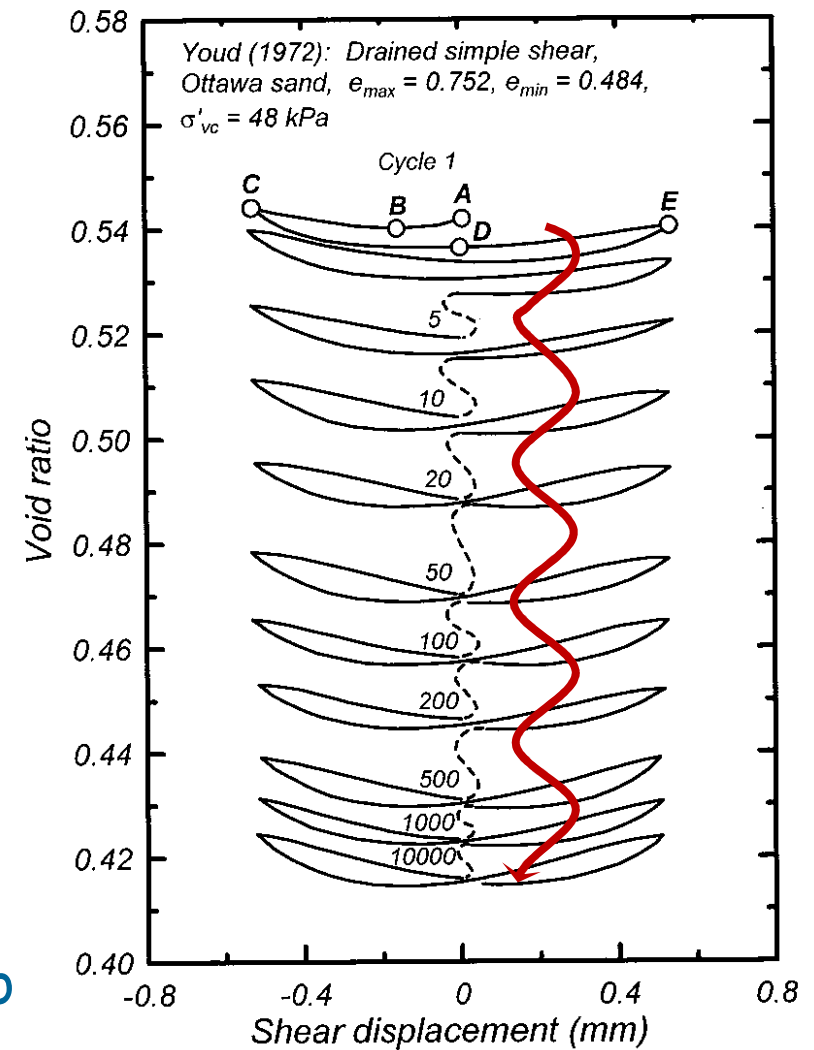
# Accoppiamento volumetrico-distorsionale

## Prova di taglio semplice ciclico drenata su sabbia sciolta

### Accoppiamento volumetrico - distorsionale:

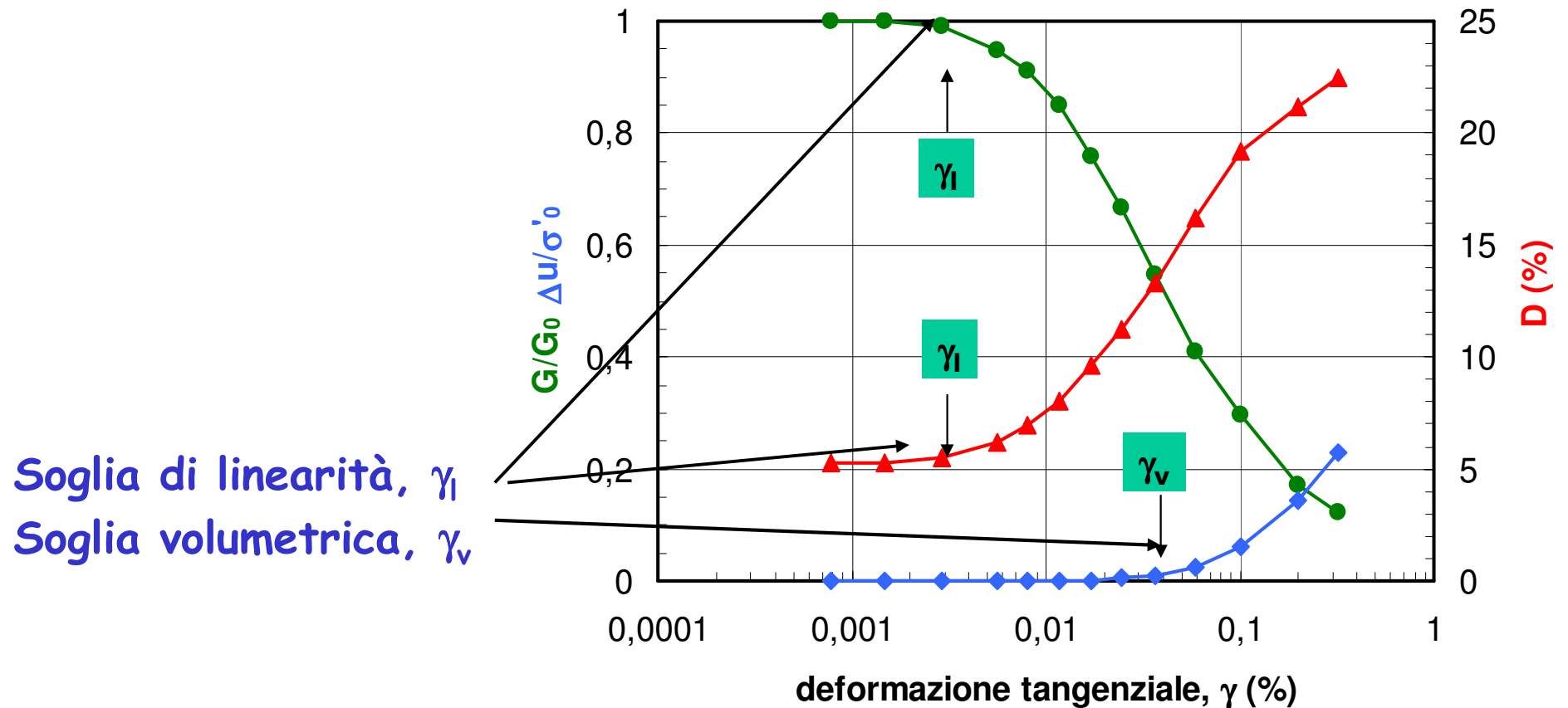
accumulo di deformazioni volumetriche (riduzione dell'indice dei vuoti) in seguito ad una successione di carichi ciclici ad ampiezza costante di deformazione di taglio.

La graduale riduzione con il numero dei cicli dell'incremento di deformazione volumetrica testimonia che il terreno diventa progressivamente sempre meno compressibile e deformabile



(Youd, 1972)

# Soglie di deformazione



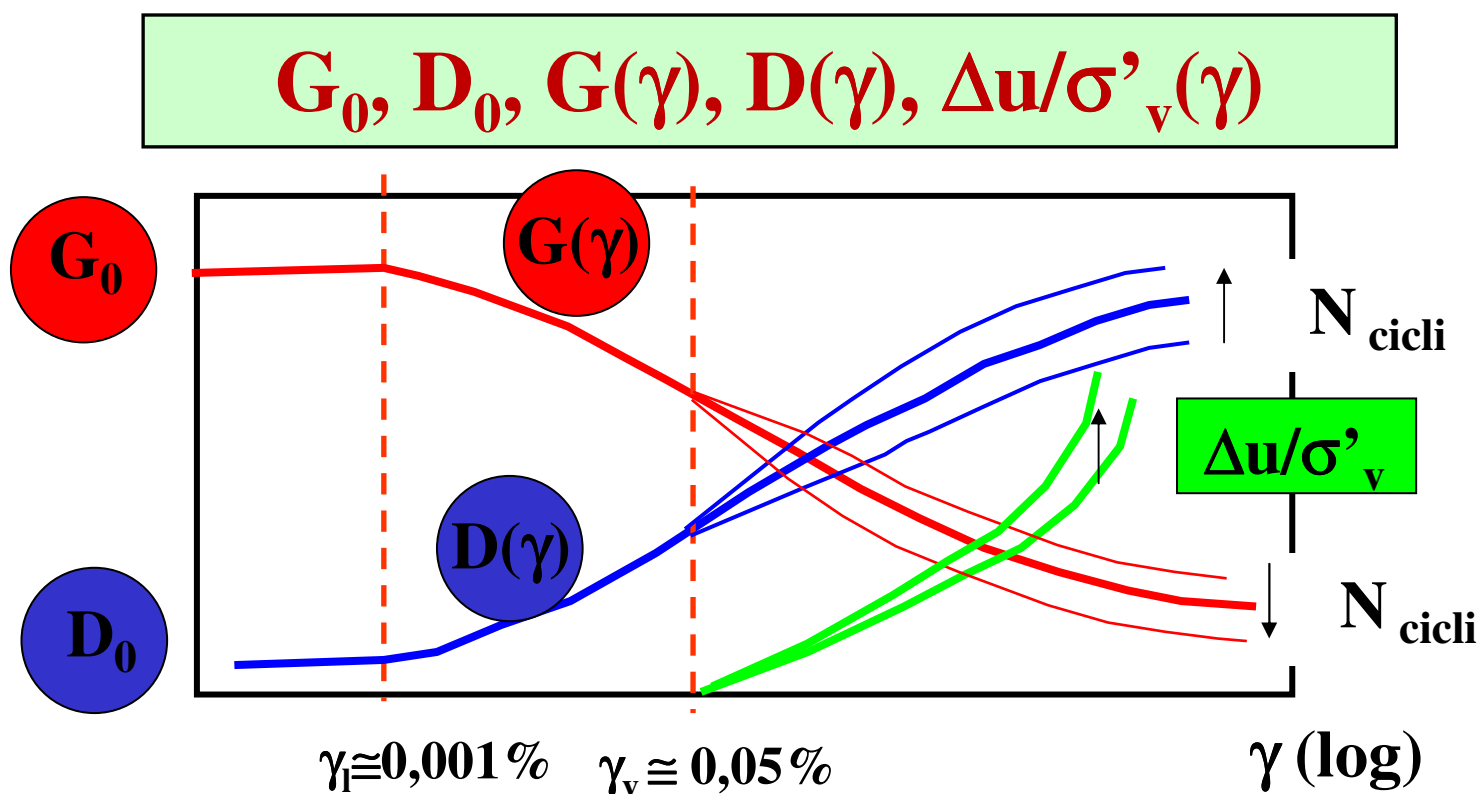
Soglia di linearità,  $\gamma_l$   
Soglia volumetrica,  $\gamma_v$

A grandi deformazioni si osservano:

Condizioni drenate	Condizioni non drenate
variazioni di volume $\varepsilon_v$	Accumulo di sovrappressioni interstiziali $\Delta u$
degradazione ciclica, distorsioni permanenti $\varepsilon_s$	

# Proprietà dinamiche di interesse

Il comportamento meccanico dei terreni sotto azioni sismiche può essere descritto mediante:



$$G_0 = \text{cost}$$

$$D_0 = \text{cost}$$

$$G = f(\gamma_c)$$

$$D = f(\gamma_c)$$

$$G = f(\gamma_c, N)$$

$$D = f(\gamma_c, N)$$

# Modulo di taglio massimo $G_0$ ( $G_{\max}$ )

Principali fattori di influenza:

- Stato di addensamento  
(densità relativa o indice dei vuoti)
- Stato tensionale attuale  
(tensione efficace media)
- Storia tensionale passato  
(grado di sovraconsolidazione OCR)

# Modulo di taglio massimo $G_0$ ( $G_{max}$ )

## Relazione empirica

$$\frac{G_0}{p_a} = S F(e) OCR^m \left( \frac{\sigma'_0}{p_a} \right)^n$$

**F(e)** = è funzione dell'indice dei vuoti (si riduce al crescere dell'indice dei vuoti)

**$\sigma'_0$**  = tensione efficace mediadi consolidazione

**$p_a$**  = pressione atmosferica (pressione di riferimento)

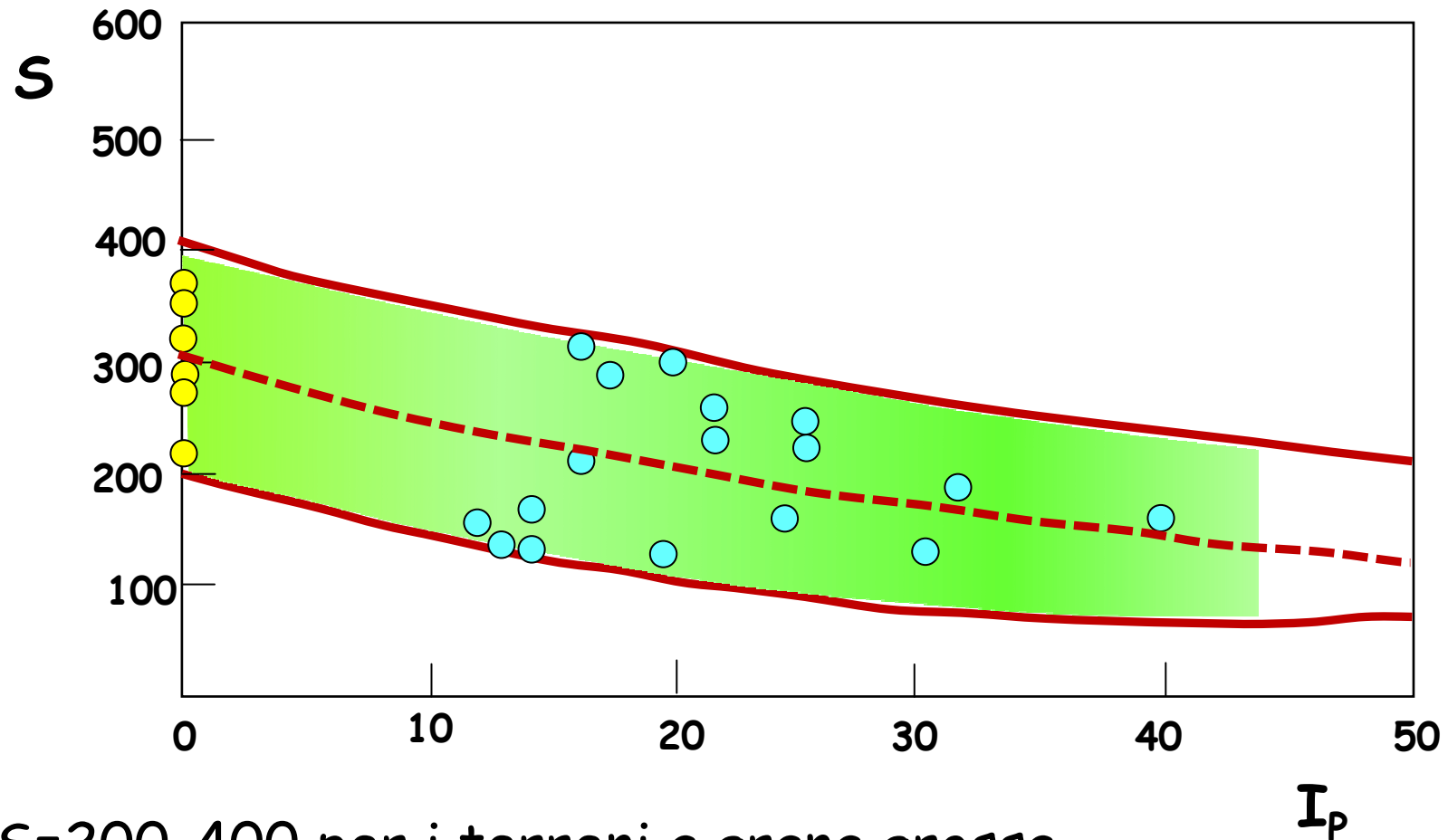
**OCR** = grado di sovraconsolidazione

**S**, **n** and **m** = parametri adimensionali funzione delle caratteristiche mineralogiche e microstrutturali dei terreni



# Modulo di taglio massimo $G_0$ ( $G_{\max}$ )

Coefficiente di rigidità  $S$



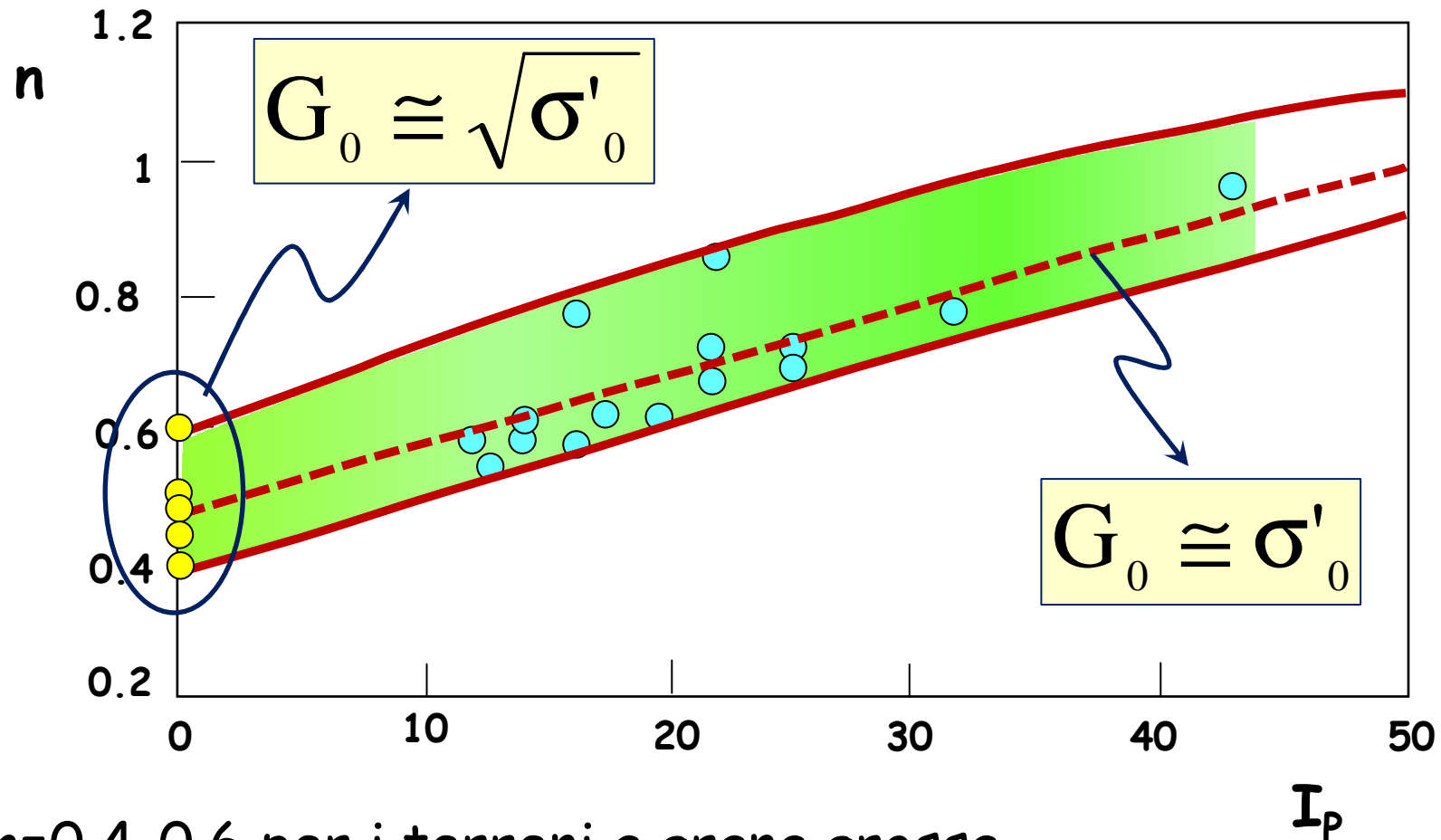
$S=200-400$  per i terreni a grana grossa

$S=50-350$  per i terreni a grana fina in funzione di  $I_p$

(da Santucci de Magistris, 2005)

# Modulo di taglio massimo $G_0$ ( $G_{\max}$ )

Indice di rigidità  $n$



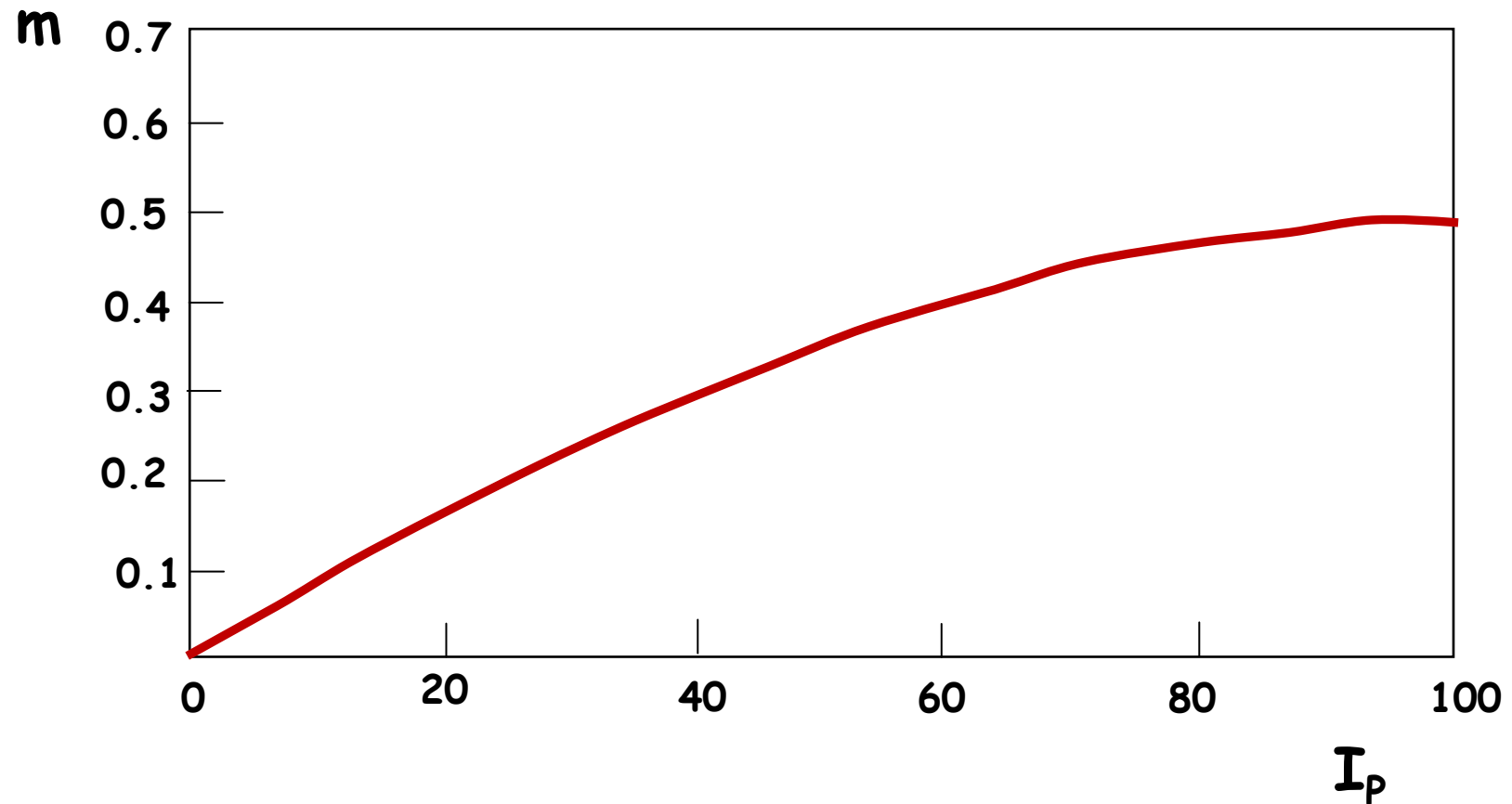
$n=0.4-0.6$  per i terreni a grana grossa

$n=0.5-0.9$  per i terreni a grana fina **in funzione di  $I_p$**

(da Santucci de Magistris, 2005)

# Modulo di taglio massimo $G_0$ ( $G_{\max}$ )

Esponente di OCR,  $m$



(da Santucci de Magistris, 2005)

# Modulo di taglio massimo $G_0$ ( $G_{\max}$ )

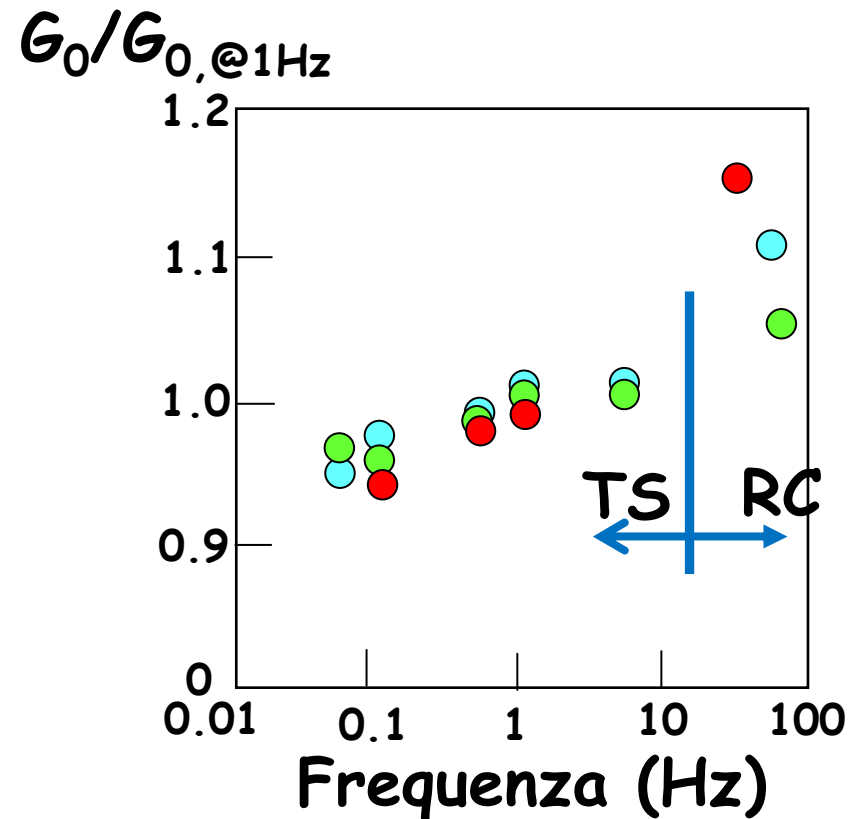
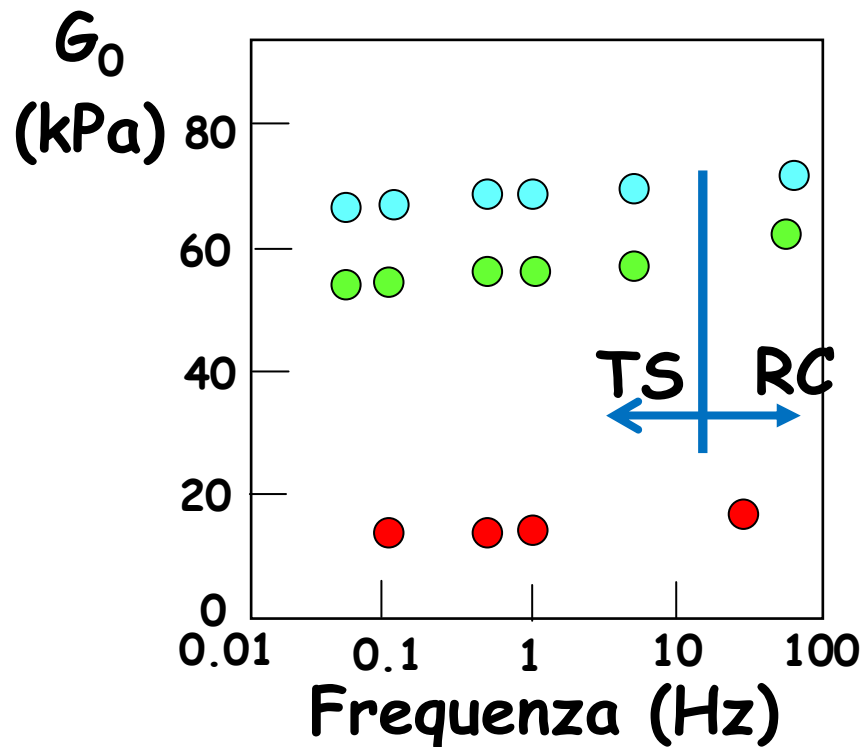
## Influenza della frequenza

TS = taglio torsionale

RC = colonna risonante

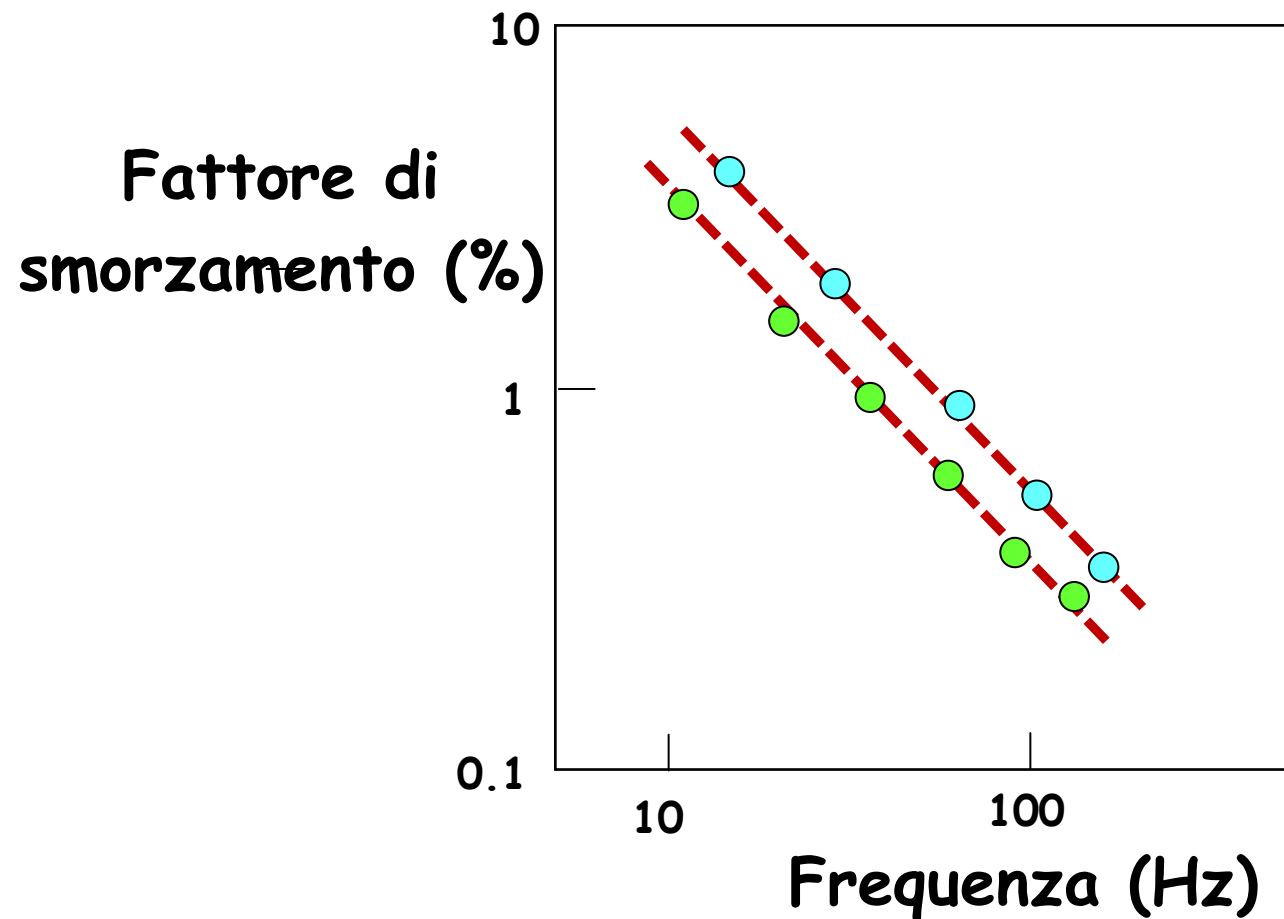
(da Stokoe et al., 1999)

- sabbia limosa
- argilla sabbiosa
- argilla



# Fattore di smorzamento a piccole deformazioni $D_0$

Damping generato dall'apparecchiatura in prove di colonna risonante (RC)



(da Hwang, 1997; Stokoe et al., 1999)

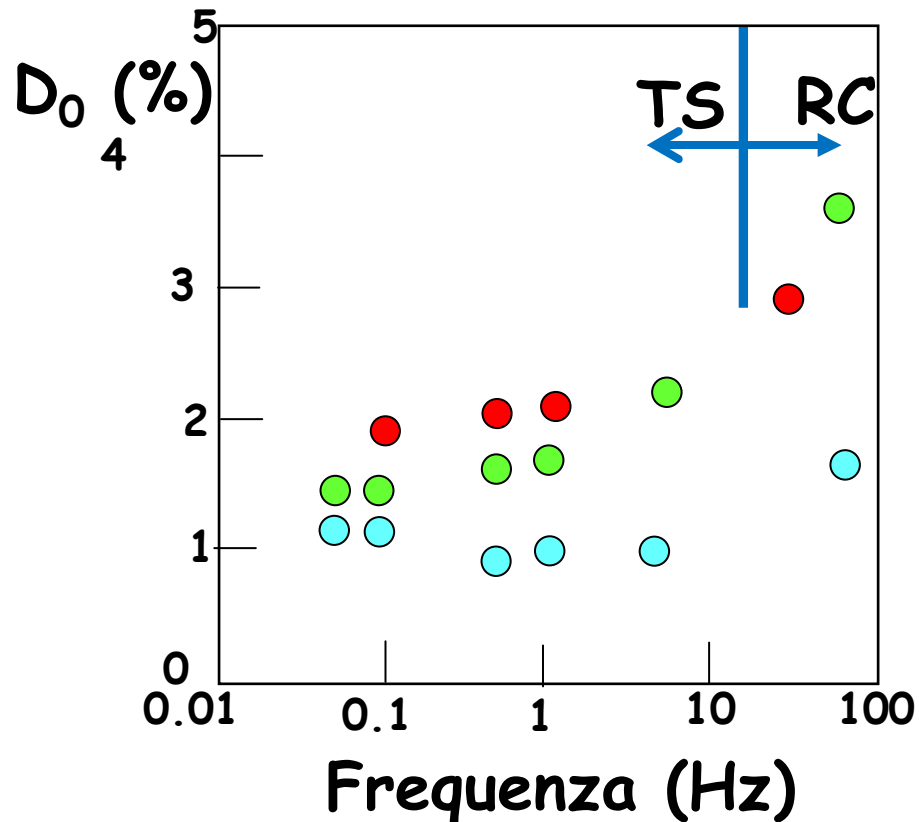
# Fattore di smorzamento $D_0$

## Influenza della frequenza

TS = taglio torsionale

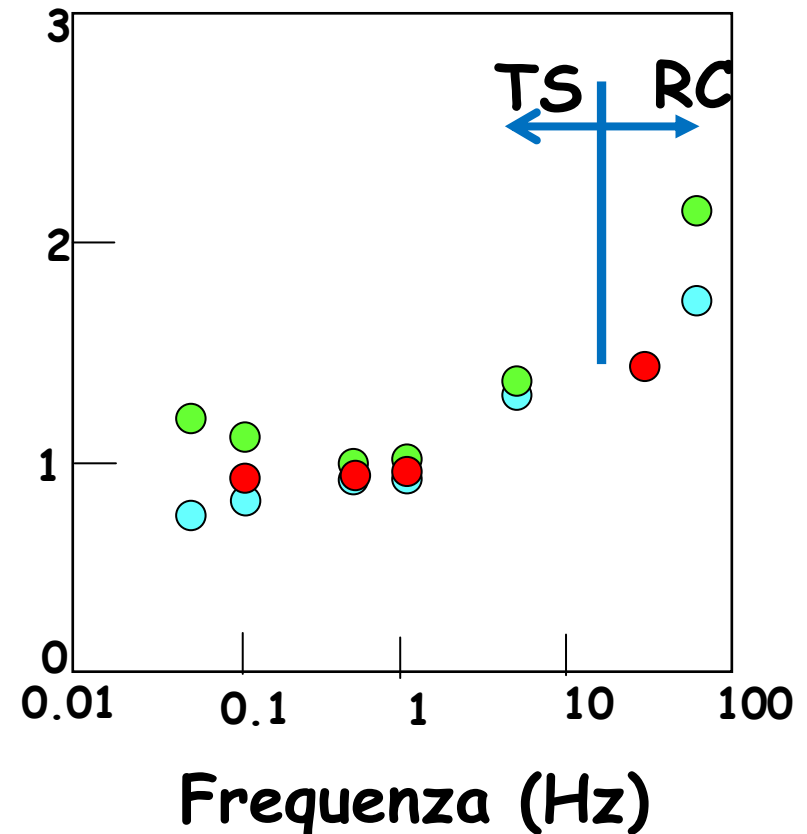
RC = colonna risonante

- sabbia limosa
- argilla sabbiosa
- argilla

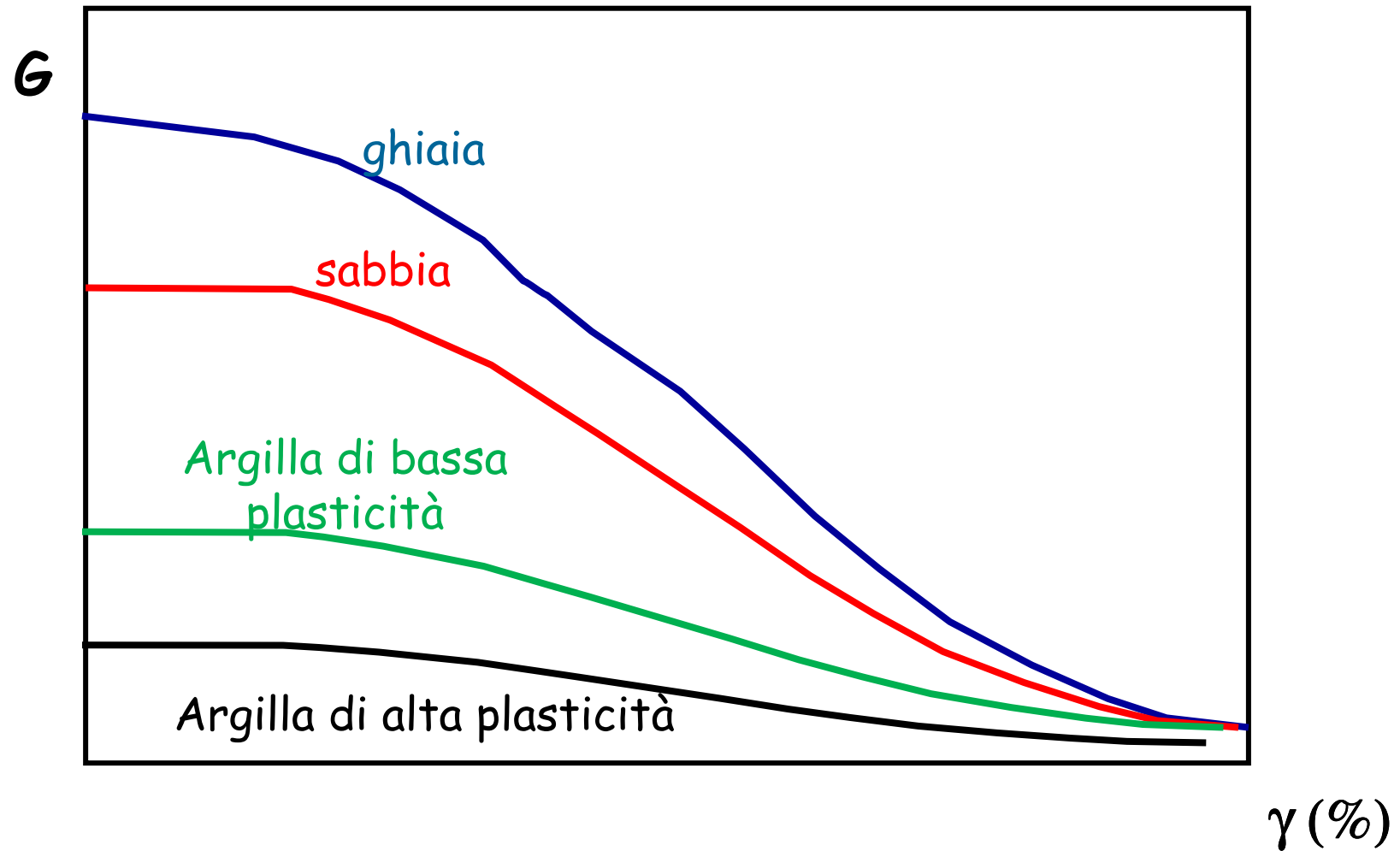


(da Stokoe et al., 1999)

$D_0/D_{0,@1\text{Hz}}$

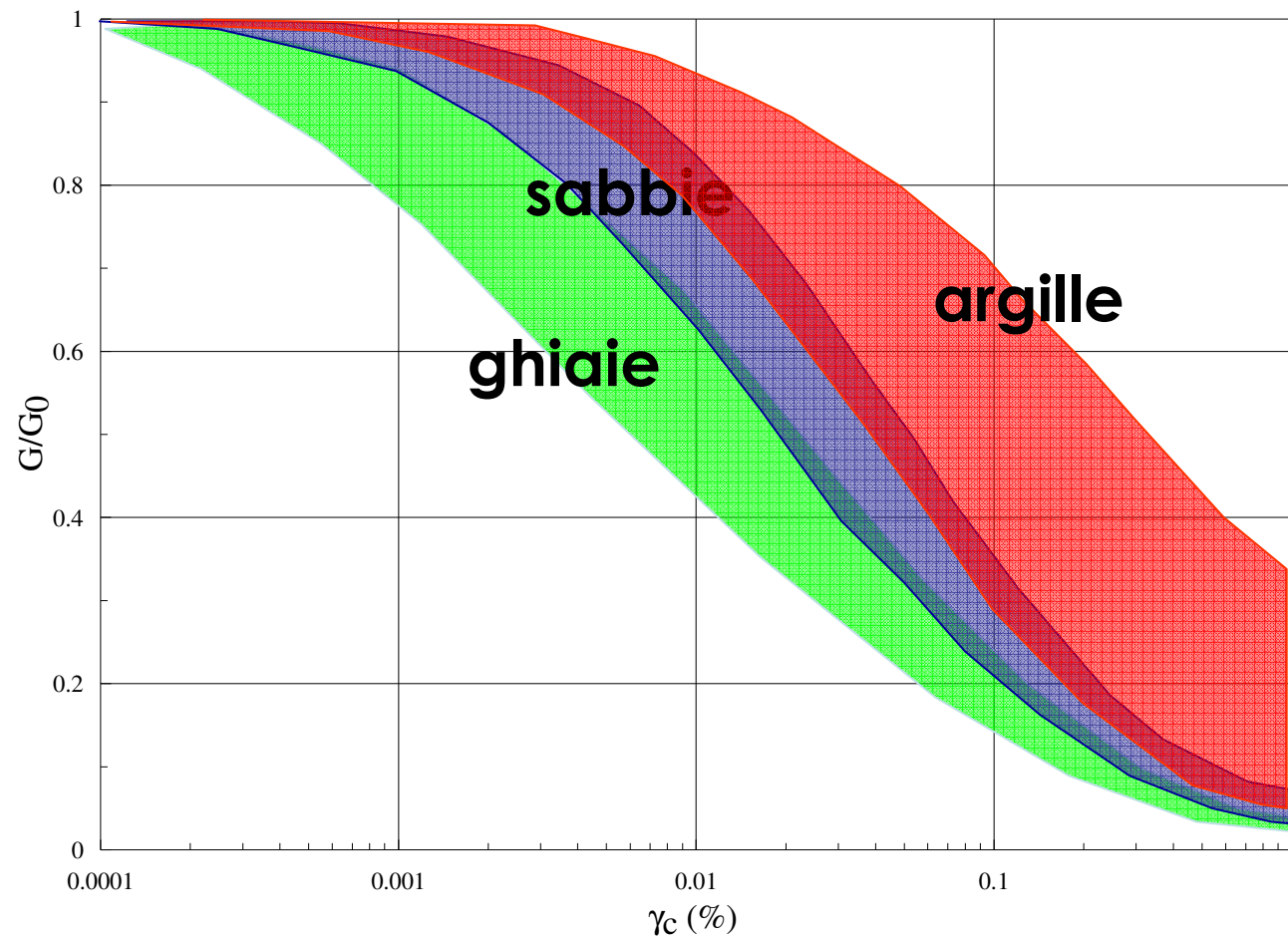


# Rigidezza in funzione del livello di deformazione



# Curve $G/G_0-\gamma$

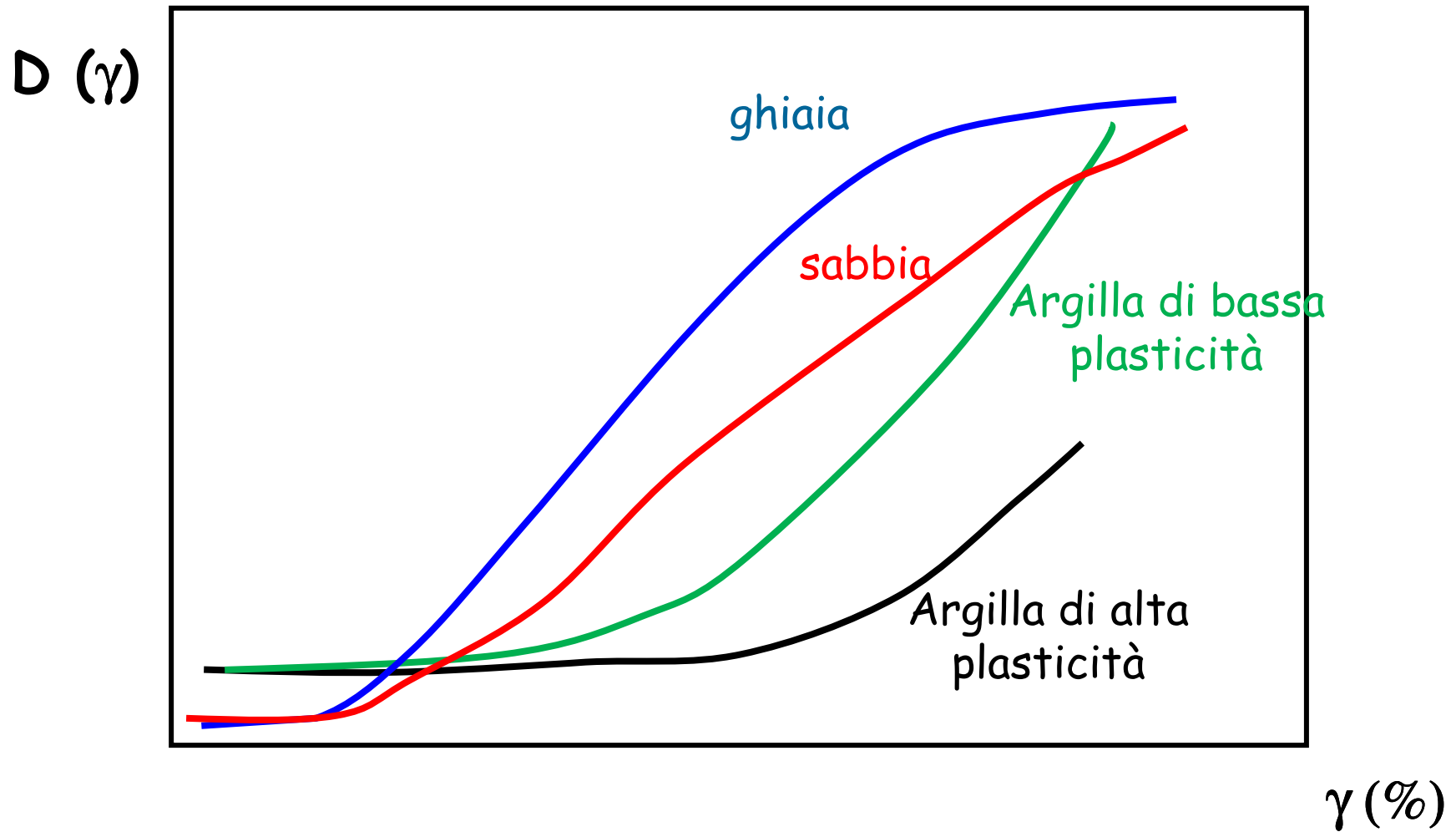
Campi di variazione di diversi terreni



(Seed et al., 1986; Dobry & Vucetic, 1987)

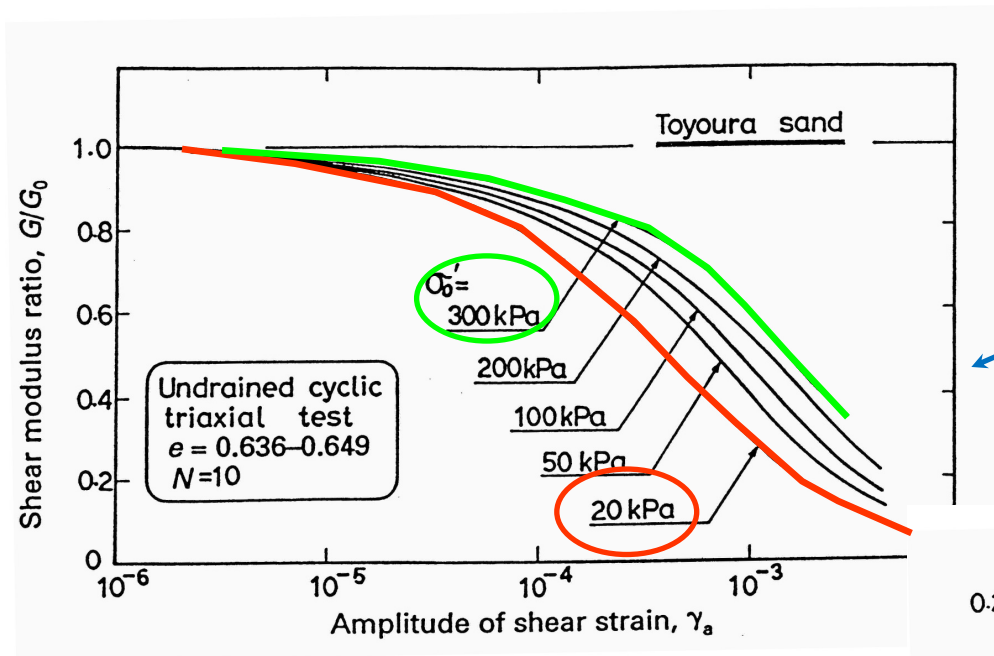


## Curve D- $\gamma$

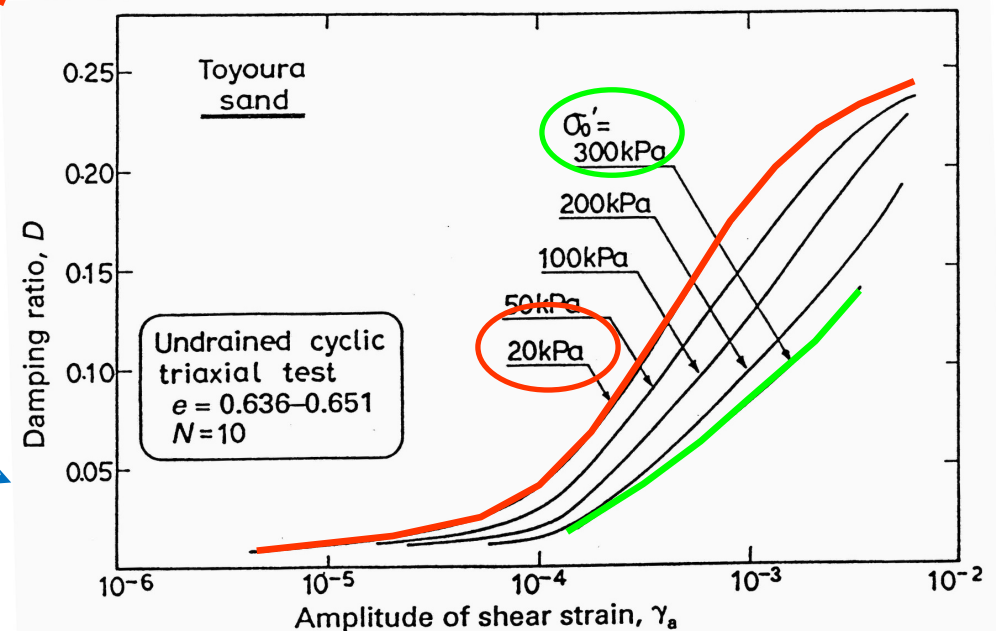


# Curve $G/G_0$ - $\gamma$ and $D$ - $\gamma$ di terreni granulari

## Influenza della pressione di confinamento



Curve  $D$ - $\gamma$

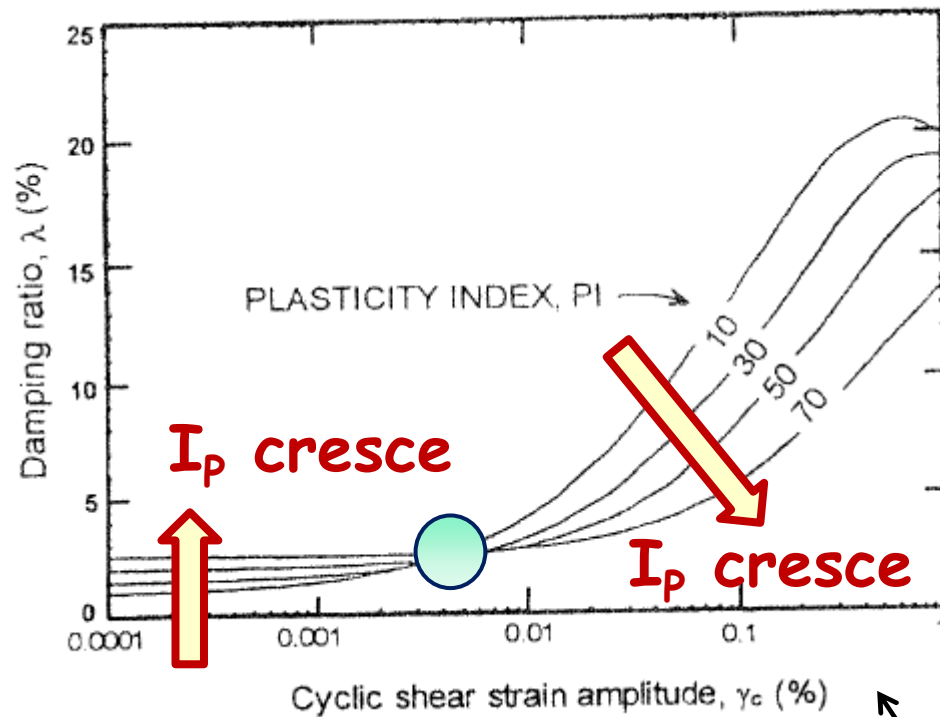


sabbia di  
Toyoura

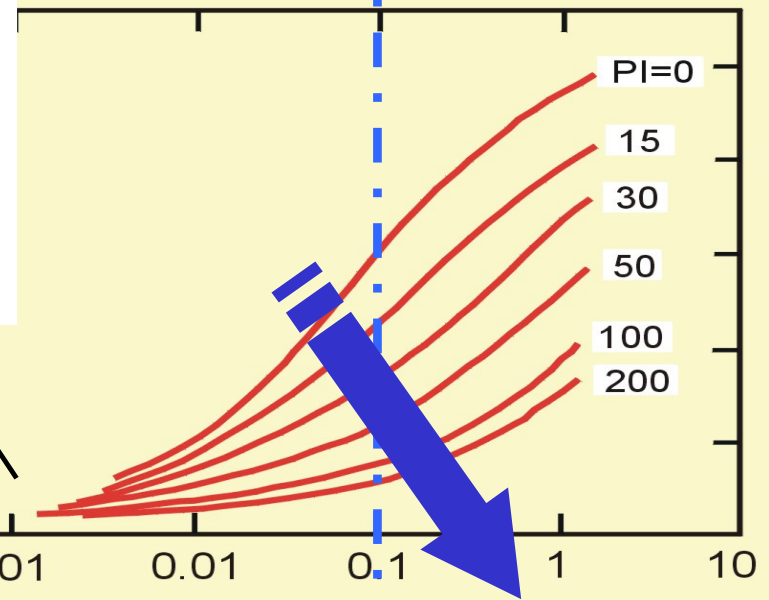
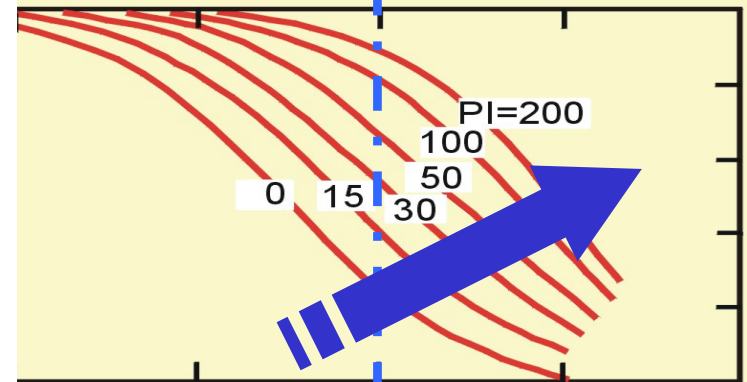
Curve  $G/G_0$ - $\gamma$

(Kokusho, 1980)

# Curve $G/G_0$ - $\gamma$ and $D$ - $\gamma$ di terreni a grana fina Influenza dell'indice di plasticità



(EPRI, 1993)



(Vucetic & Dobry, 1991)



## Il terremoto di Città del Messico del 1985



**21255** Nel catastrofico terremoto che colpì Città di Messico nel 1985, rimase indenne il più alto edificio della metropoli, la «Torre Latino-Americana», perché le sue fondamenta erano state gettate su un terreno paludoso, che dunque smorzò le vibrazioni.

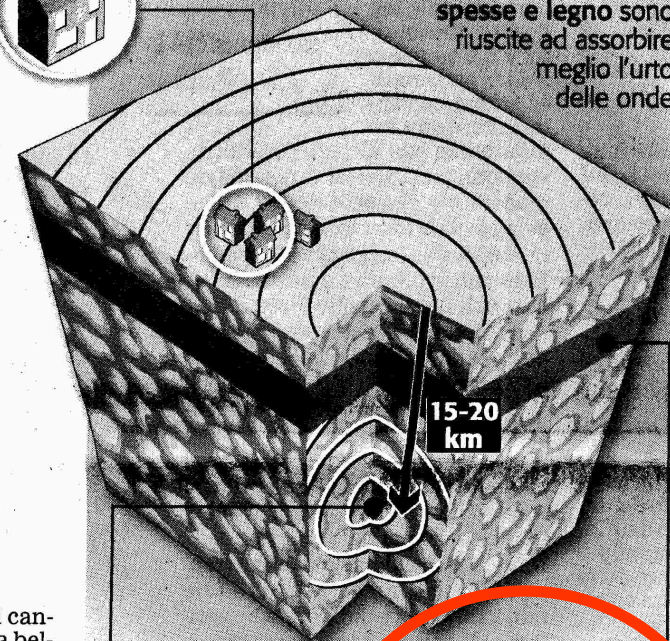
## Il terremoto in Emilia-Romagna del sett. 2003

e sta se-  
li entità  
ti, sono

### Perché i danni sono stati limitati

#### CASE IN PIETRA

Le case basse costruite in campagna con pietre spesse e legno sono riuscite ad assorbire meglio l'urto delle onde



del can-  
na bel-  
ed era

#### PROFONDITÀ

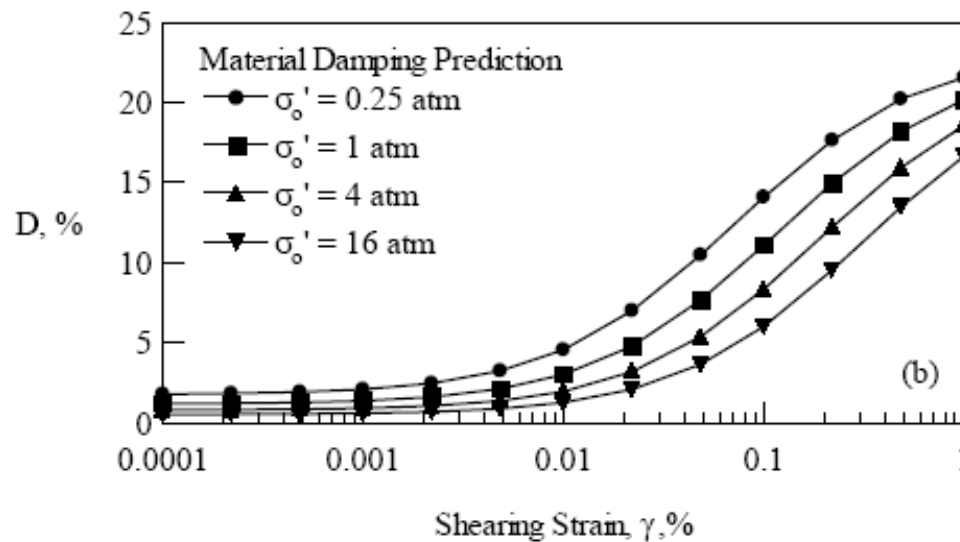
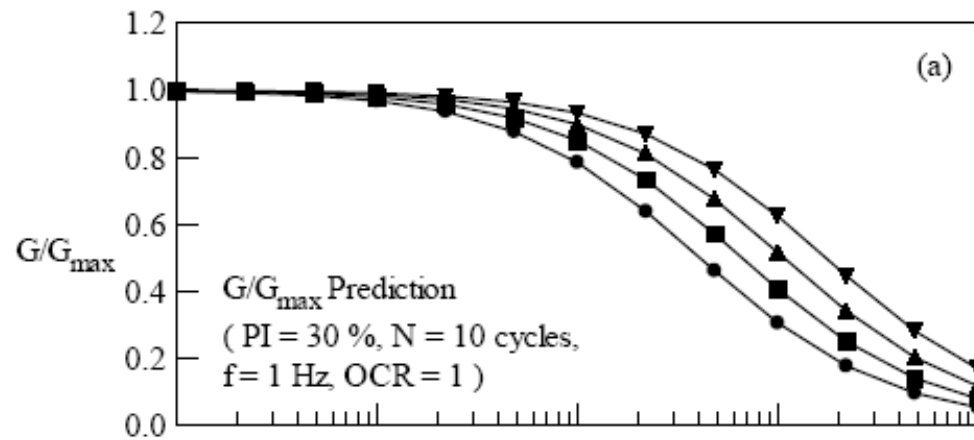
La profondità focale dell'ipocentro è stata di **15-20 chilometri** dentro la crosta terrestre. L'onda sismica ha avuto più spazio per smaltire l'effetto devastante

#### TERRENO ARGILLOSO

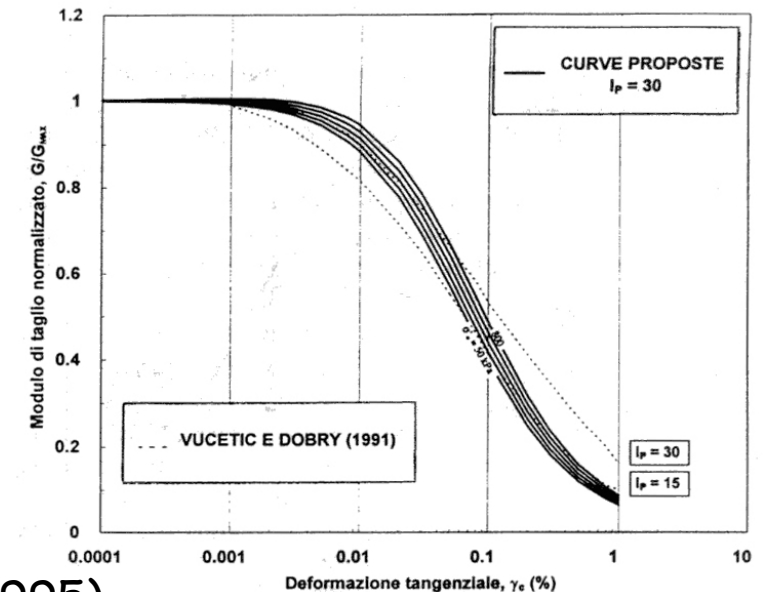
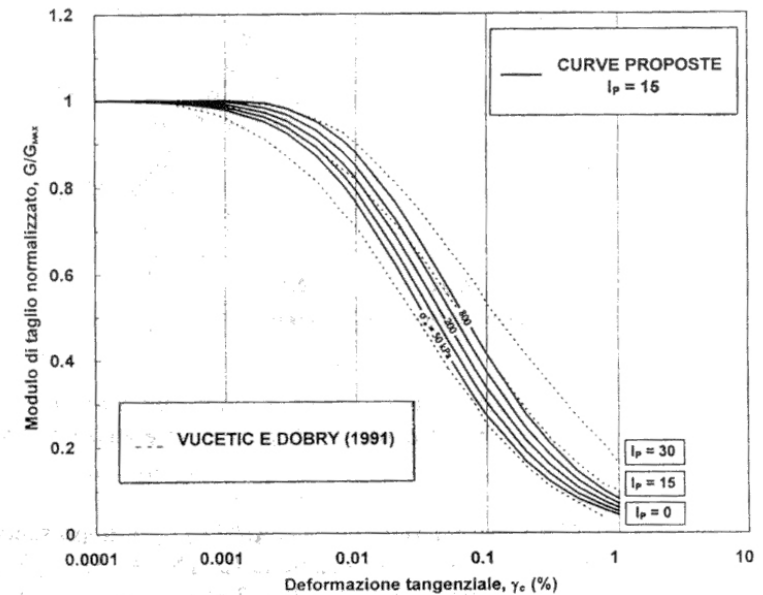
Il terreno morbido e argilloso tipico dell'Appennino toscano-emiliano ha facilitato l'**assorbimento delle onde** riducendo gli effetti in superficie

ne siamo proprio sicuri?

# Dipendenza delle curve $G/G_0$ - $\gamma$ and $D$ - $\gamma$ dalla pressione di confinamento



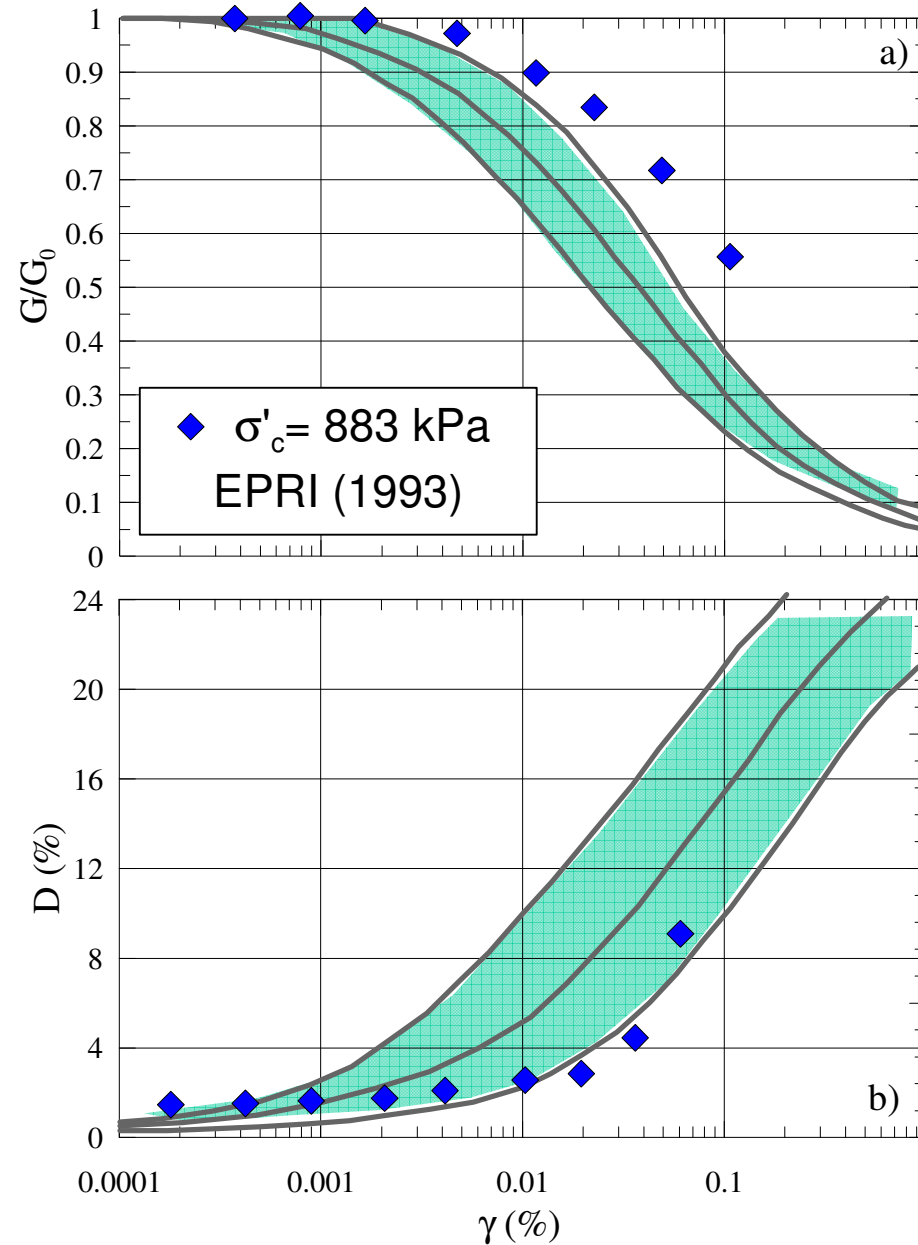
(Darendeli, 2001)



(Lanzo, 1995)



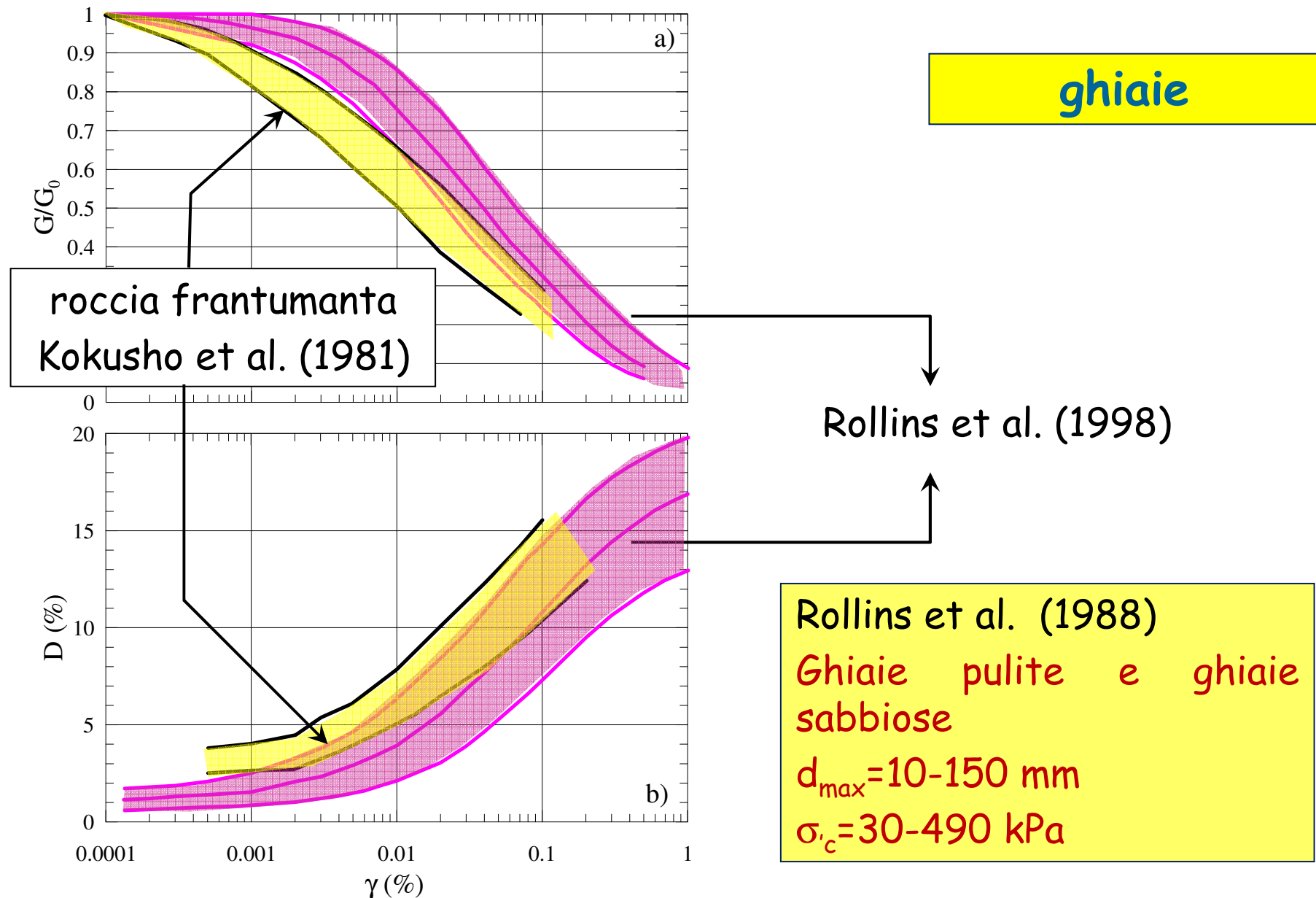
# Curve $G/G_0$ - $\gamma$ and $D$ - $\gamma$ di terreni granulari



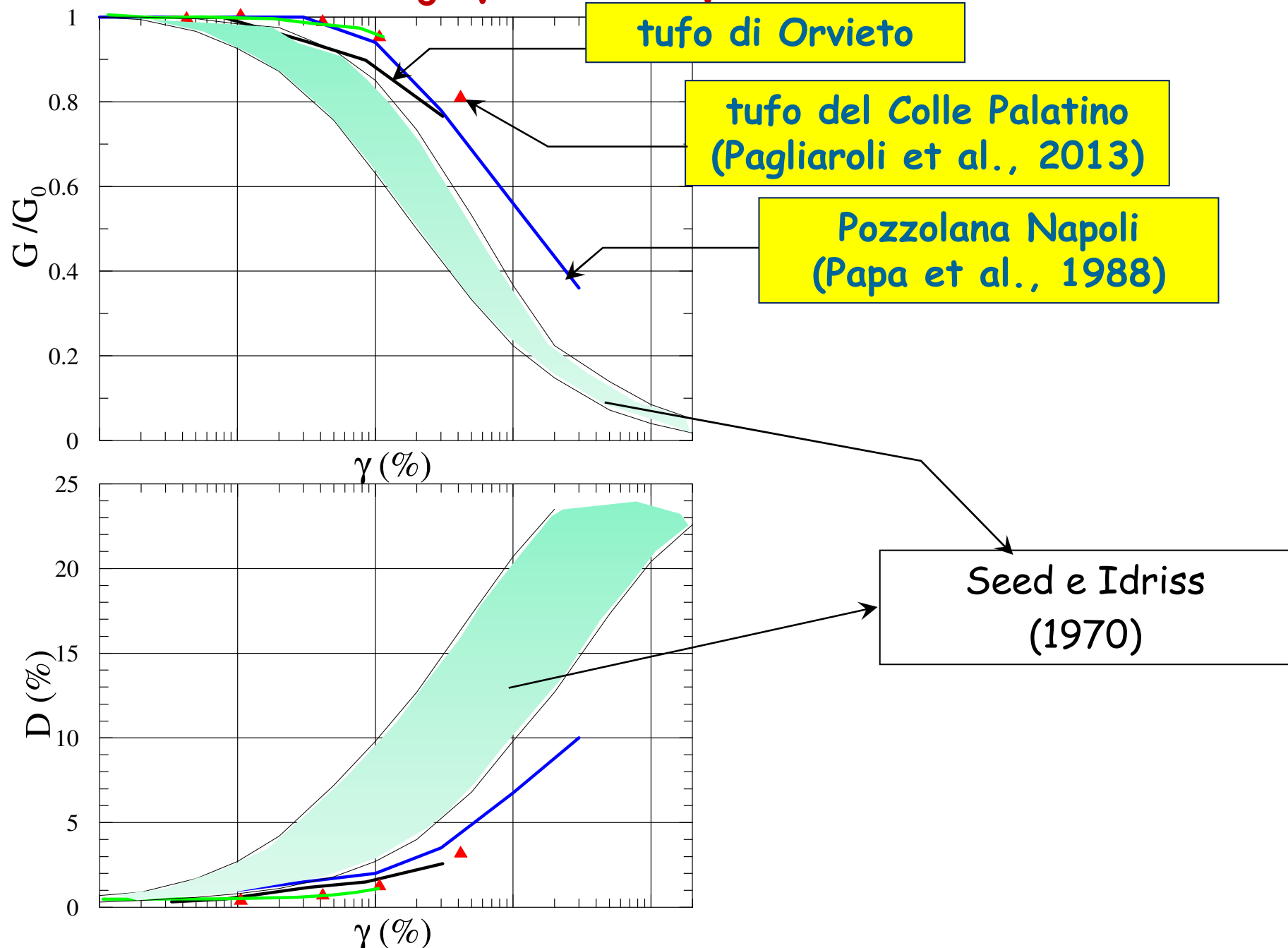
sabbie

(Seed & Idriss,  
1970)

# Curve $G/G_0$ - $\gamma$ and $D$ - $\gamma$ di terreni granulari

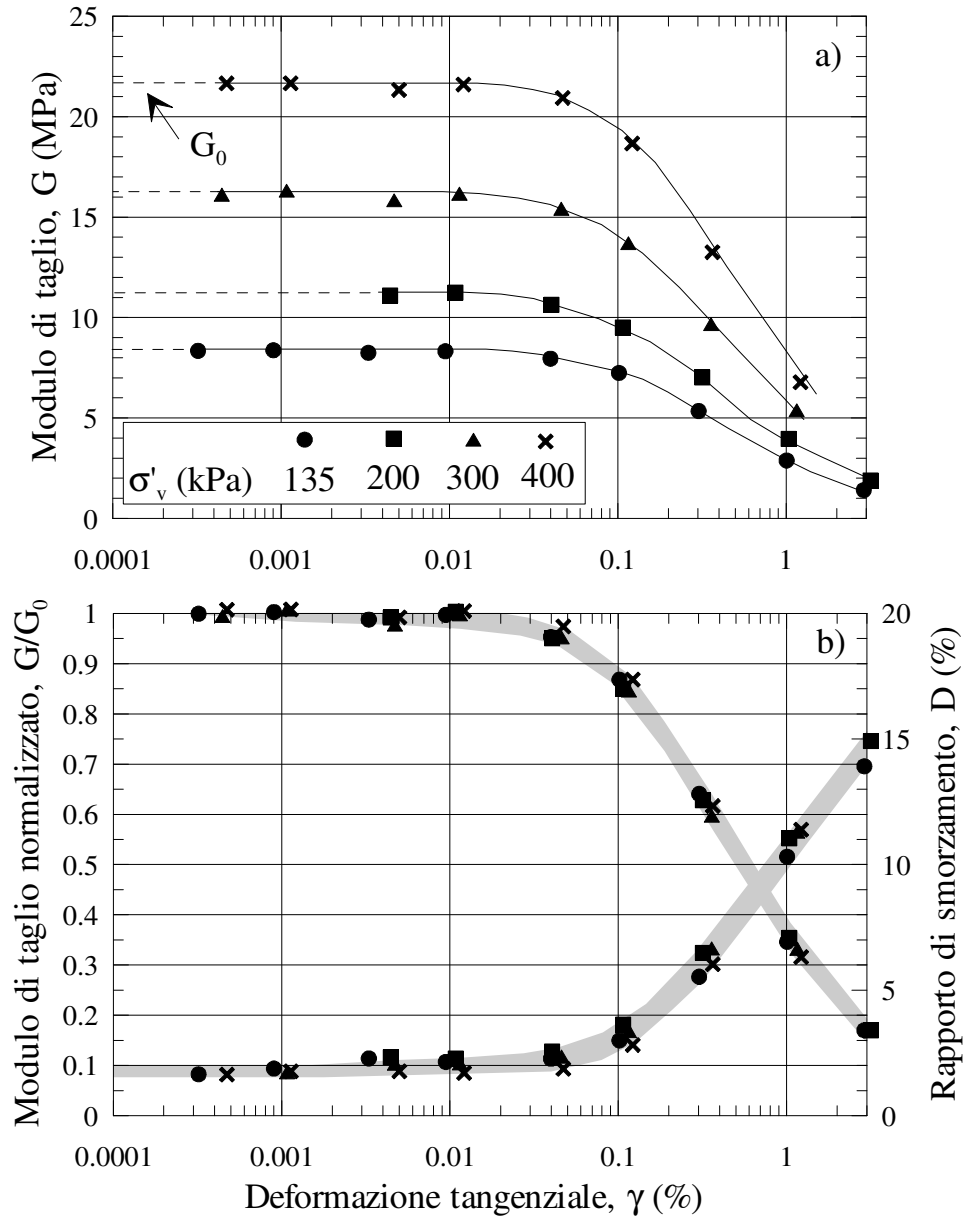
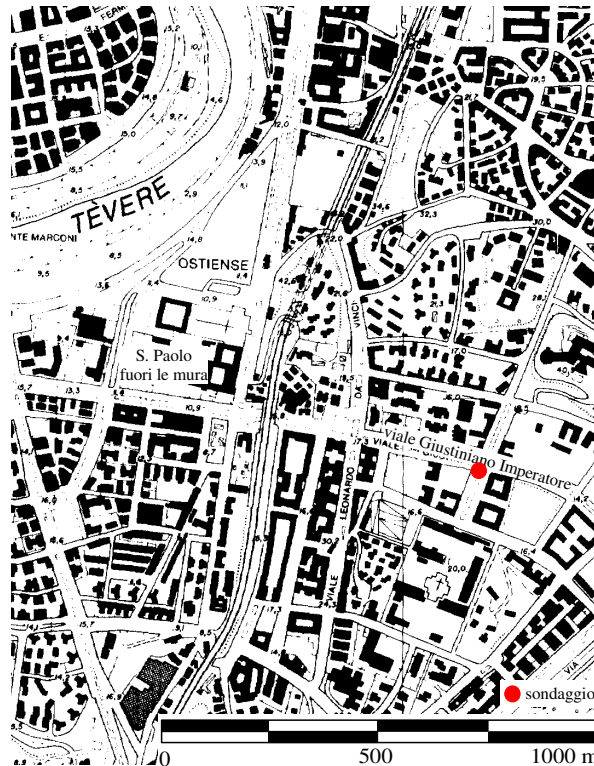
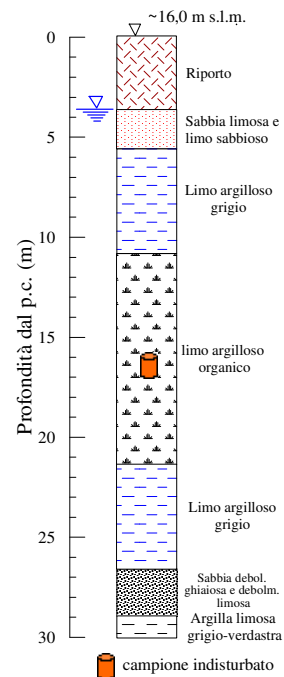


# Curve $G/G_0$ - $\gamma$ and $D$ - $\gamma$ di terreni vulcanici



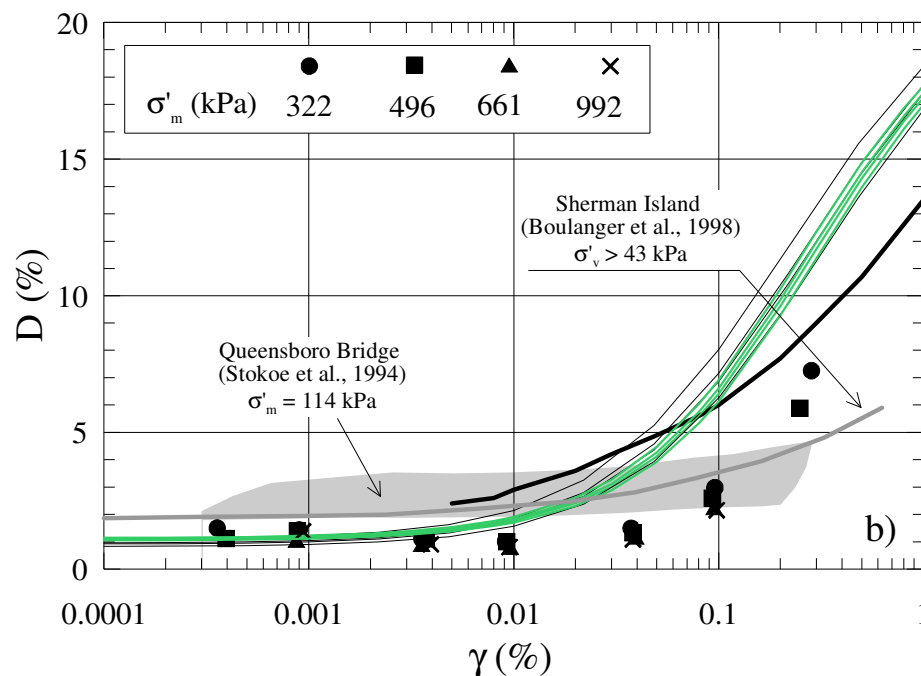
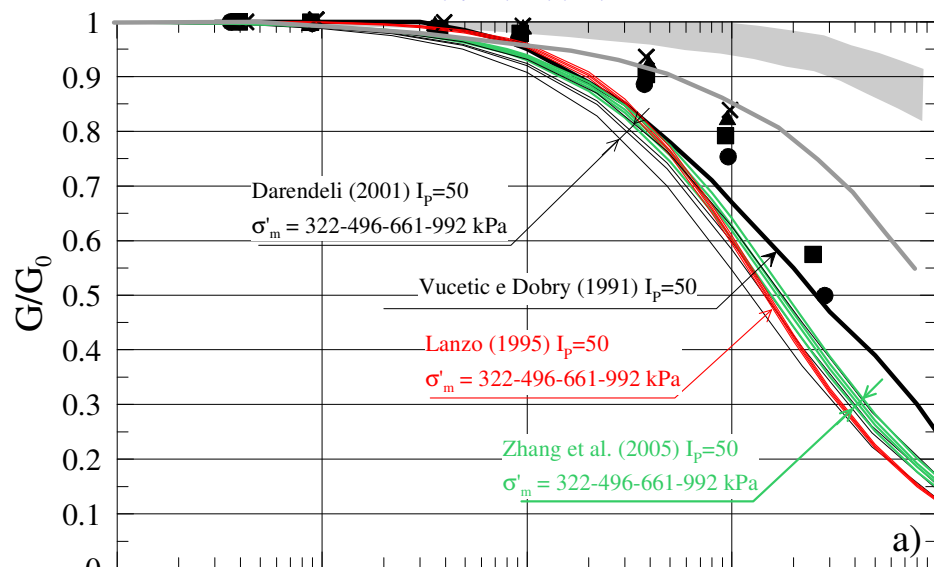


# Curve $G-\gamma$ dell'argilla di Giustiniano Imperatore (Roma)

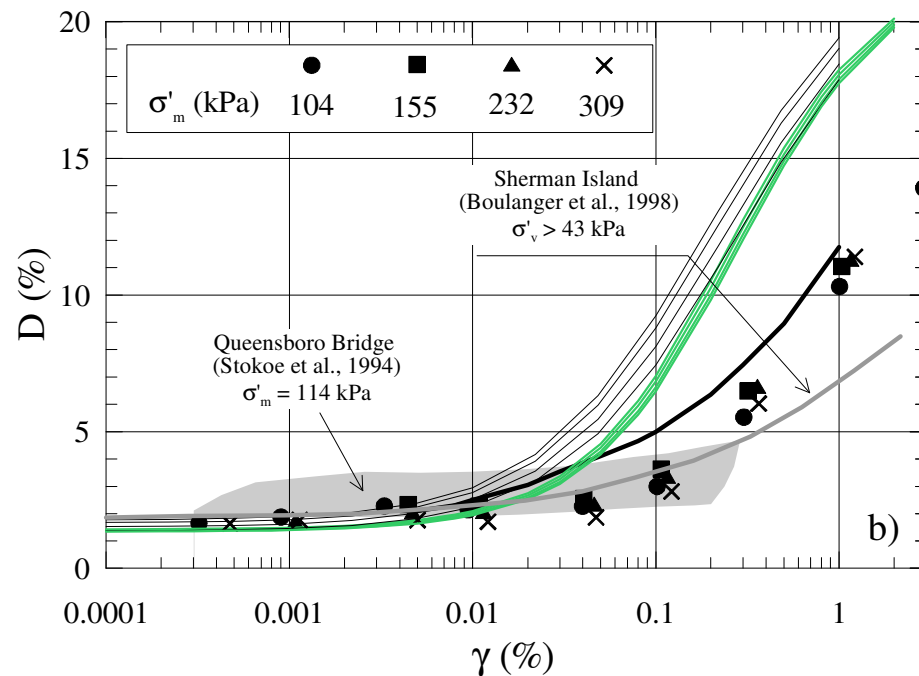
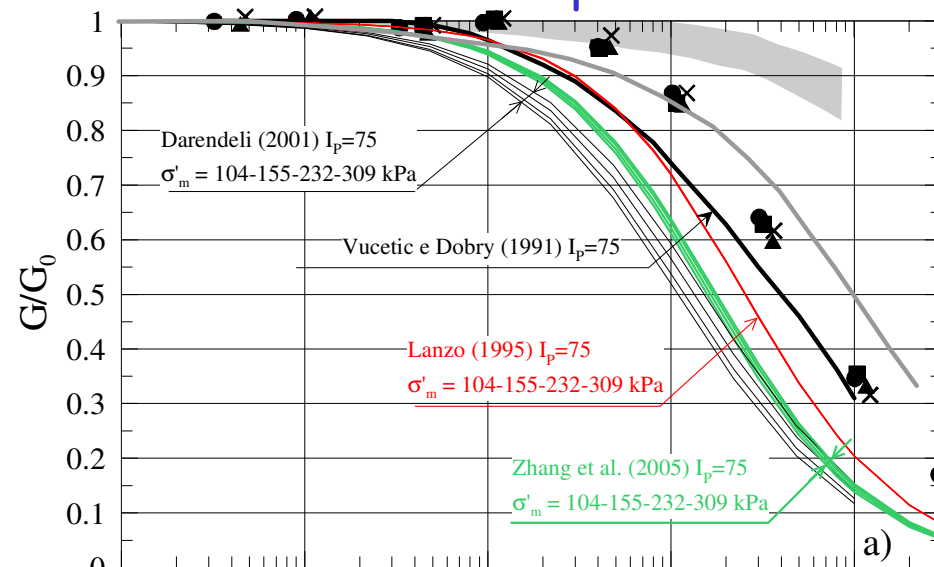


# Curve $G/G_0$ - $\gamma$ and $D$ - $\gamma$ di argille organiche

## Pietralata



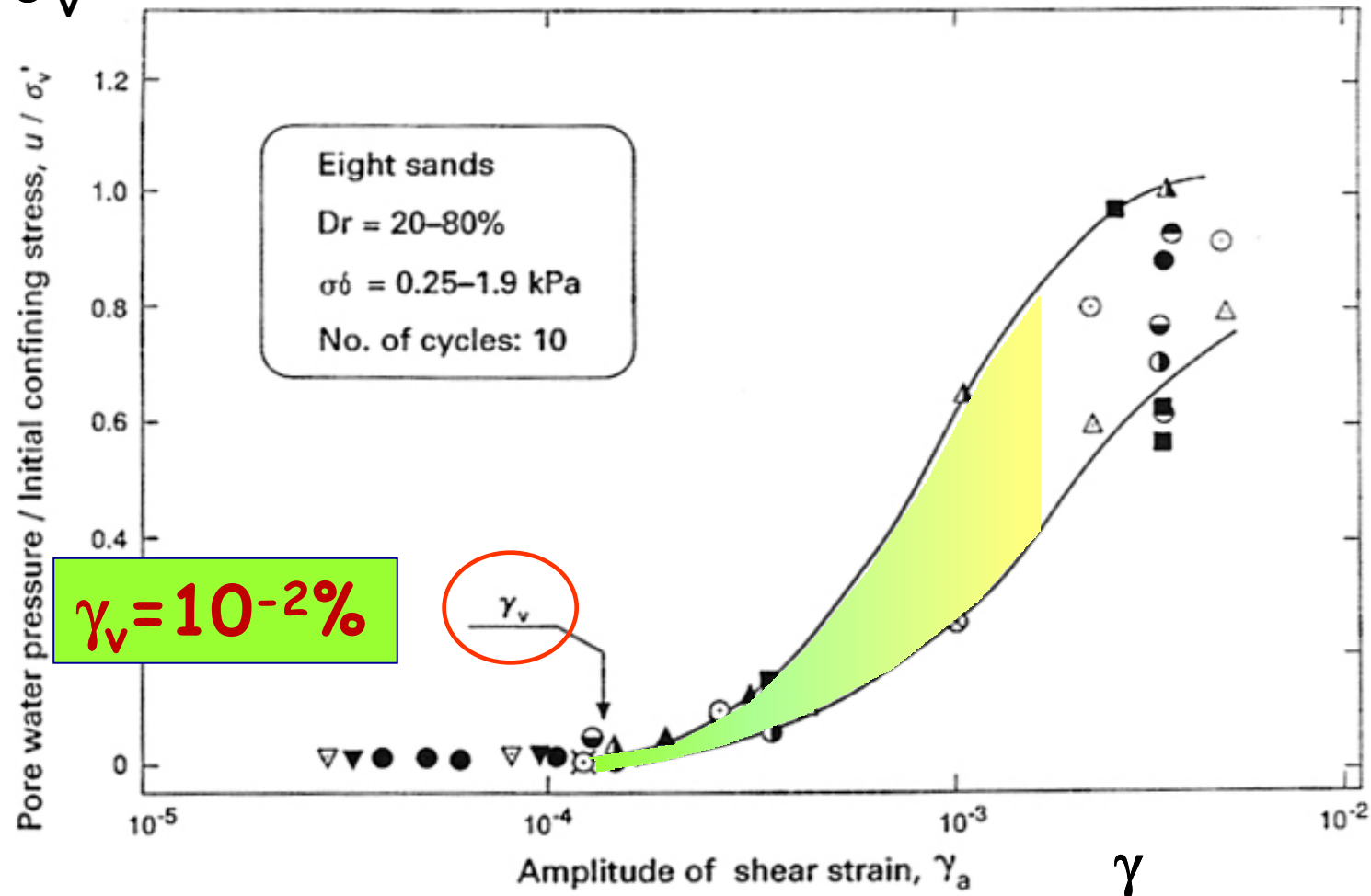
## Giustiniano Imperatore



# Soglia di deformazione volumetrica $\gamma_v$

Sabbie

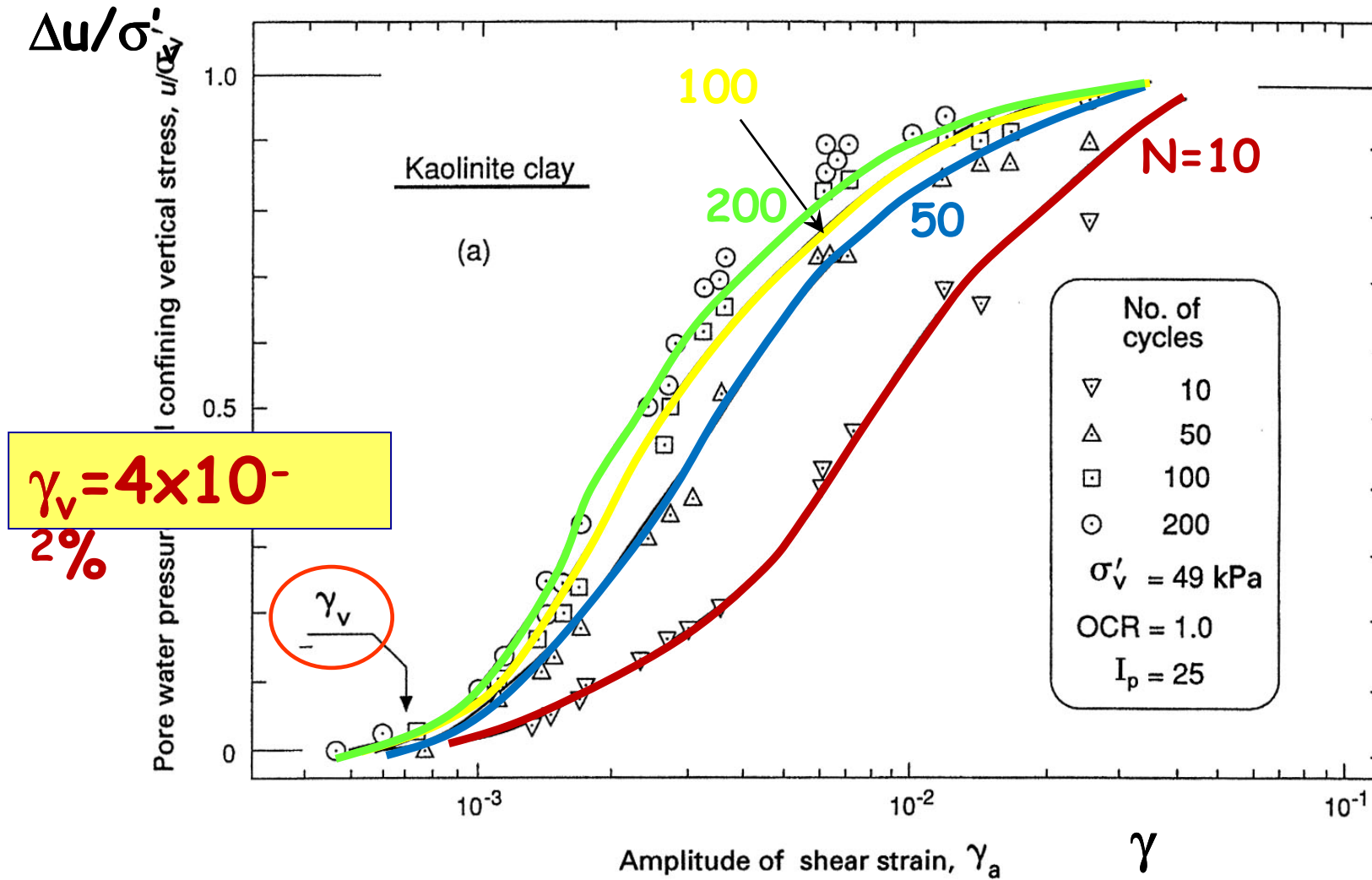
$\Delta u / \sigma'_v$



(Dobry, 1989)

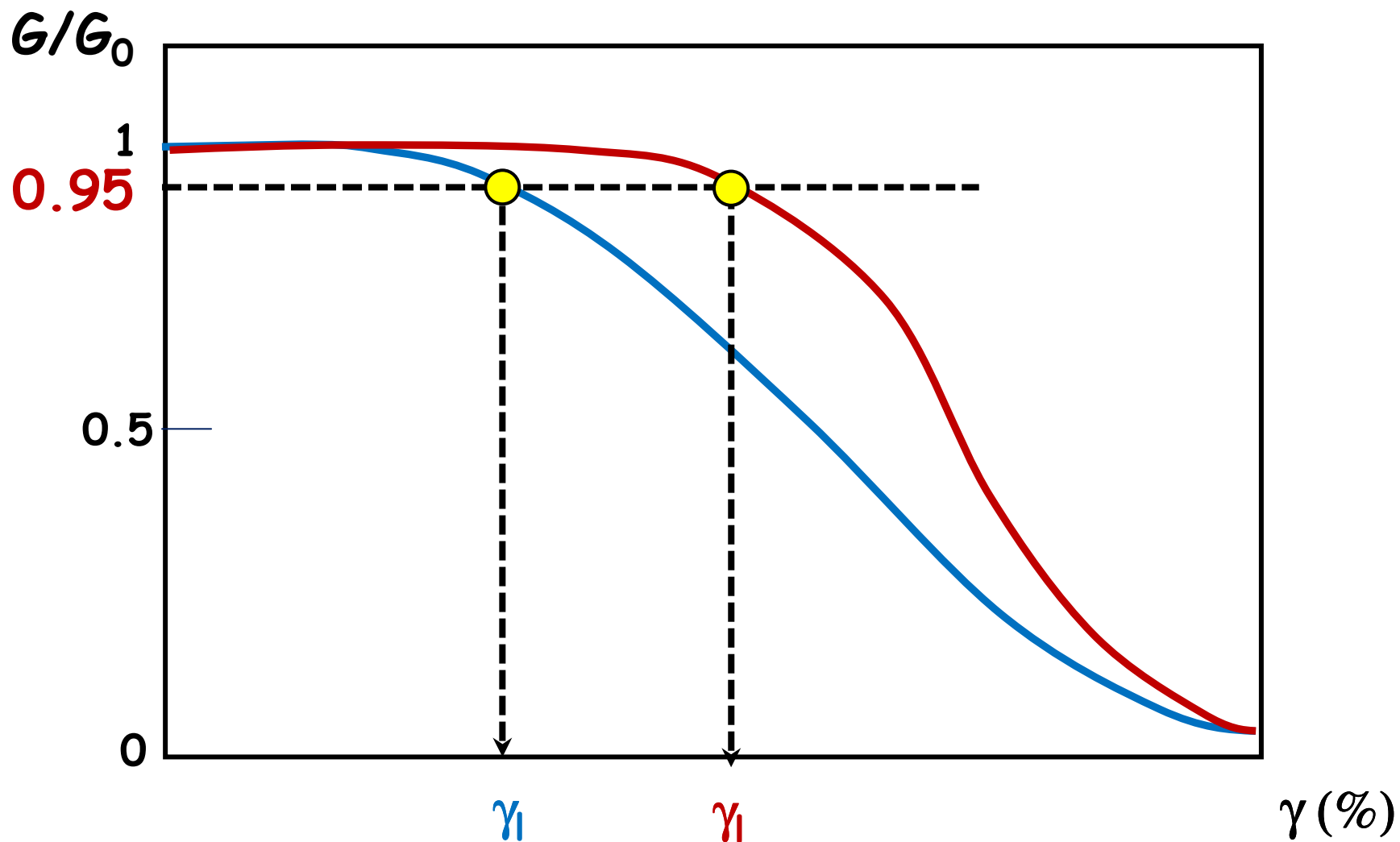
# Soglia di deformazione volumetrica $\gamma_v$

## Argilla (caolinite)



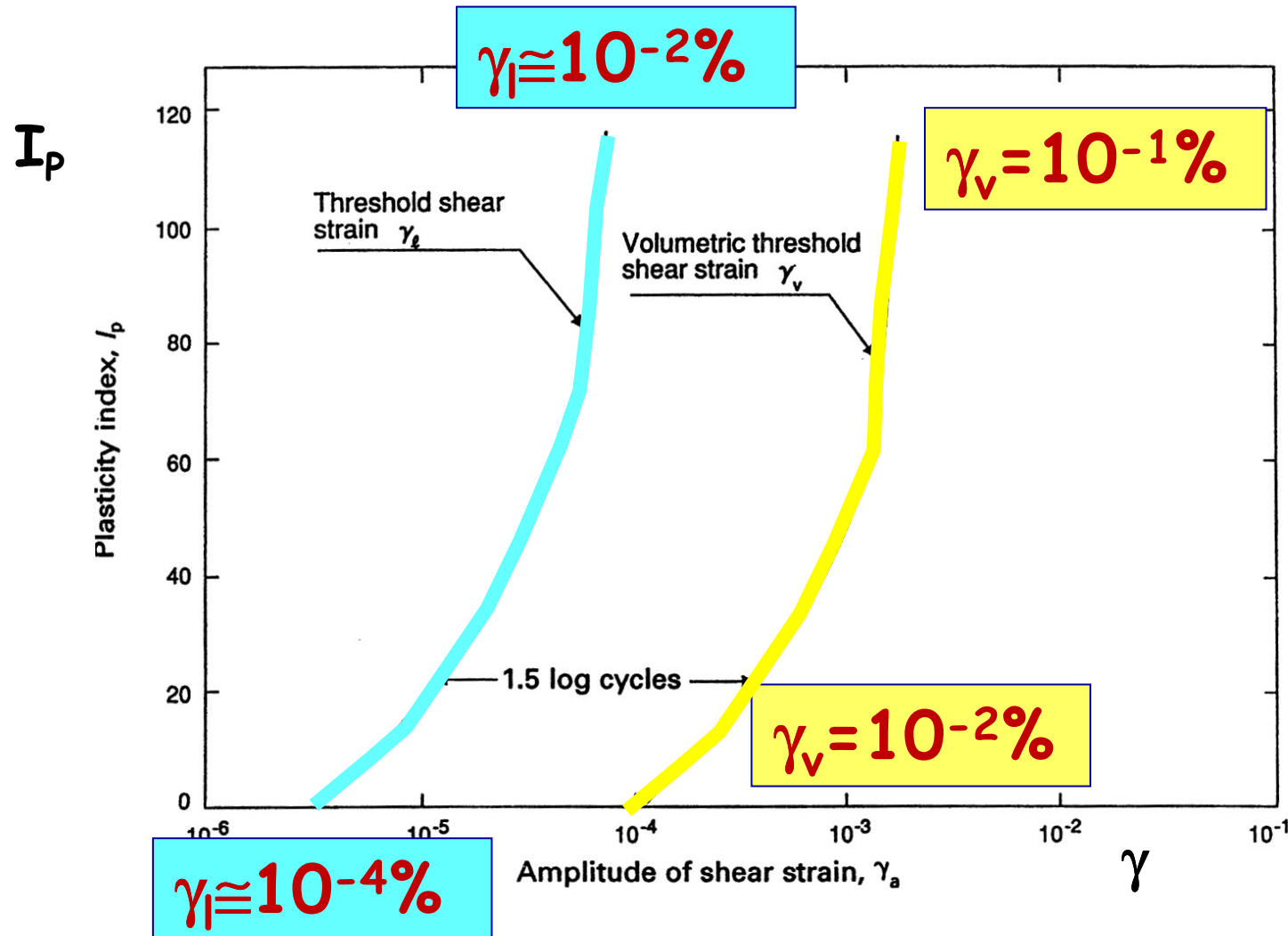
(Ohara e Matsuda, 1988)

## Determinazione della soglia di linearità $\gamma_l$



Convenzionalmente la soglia di linearità si ricava in corrispondenza di  $G/G_0=0.95$

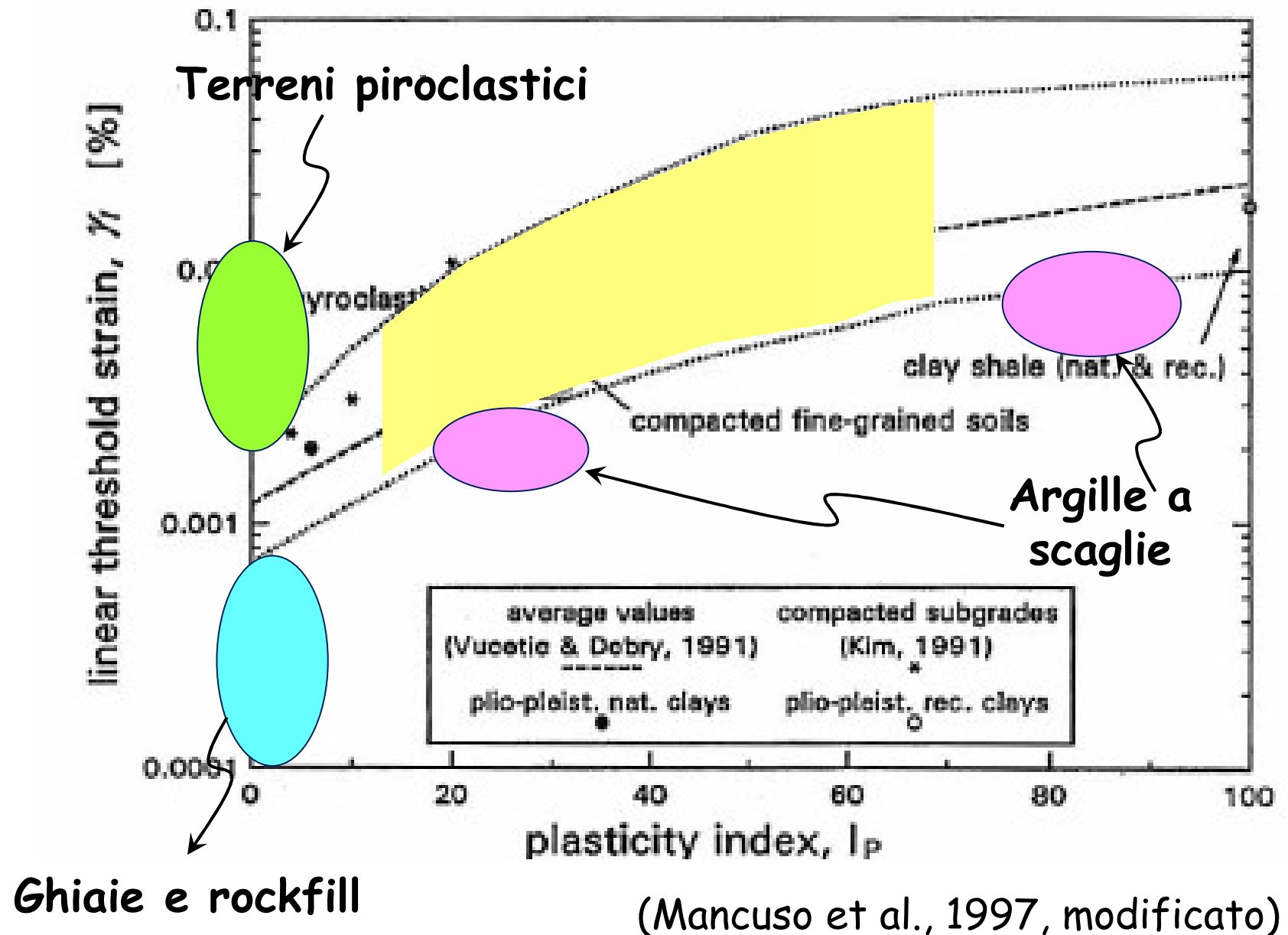
## Soglie di deformazione $\gamma_l$ e $\gamma_v$



La soglia di deformazione lineare  $\gamma_l$  varia tra  $10^{-4}$ - $10^{-2}\%$

La soglia di deformazione volumetrica  $\gamma_v$  è di 1-2 ordini di grandezza più grande

# Soglia di deformazione $\gamma_i$



## Degradazione ciclica

$$\delta_G = \frac{G(N)}{G(1)}$$

Questa relazione è generalmente espressa con una curva esponenziale:

$$\delta_G = \frac{G(N)}{G(1)} = N^{-d}$$



$$d = -\frac{\log \delta_G}{\log N}$$

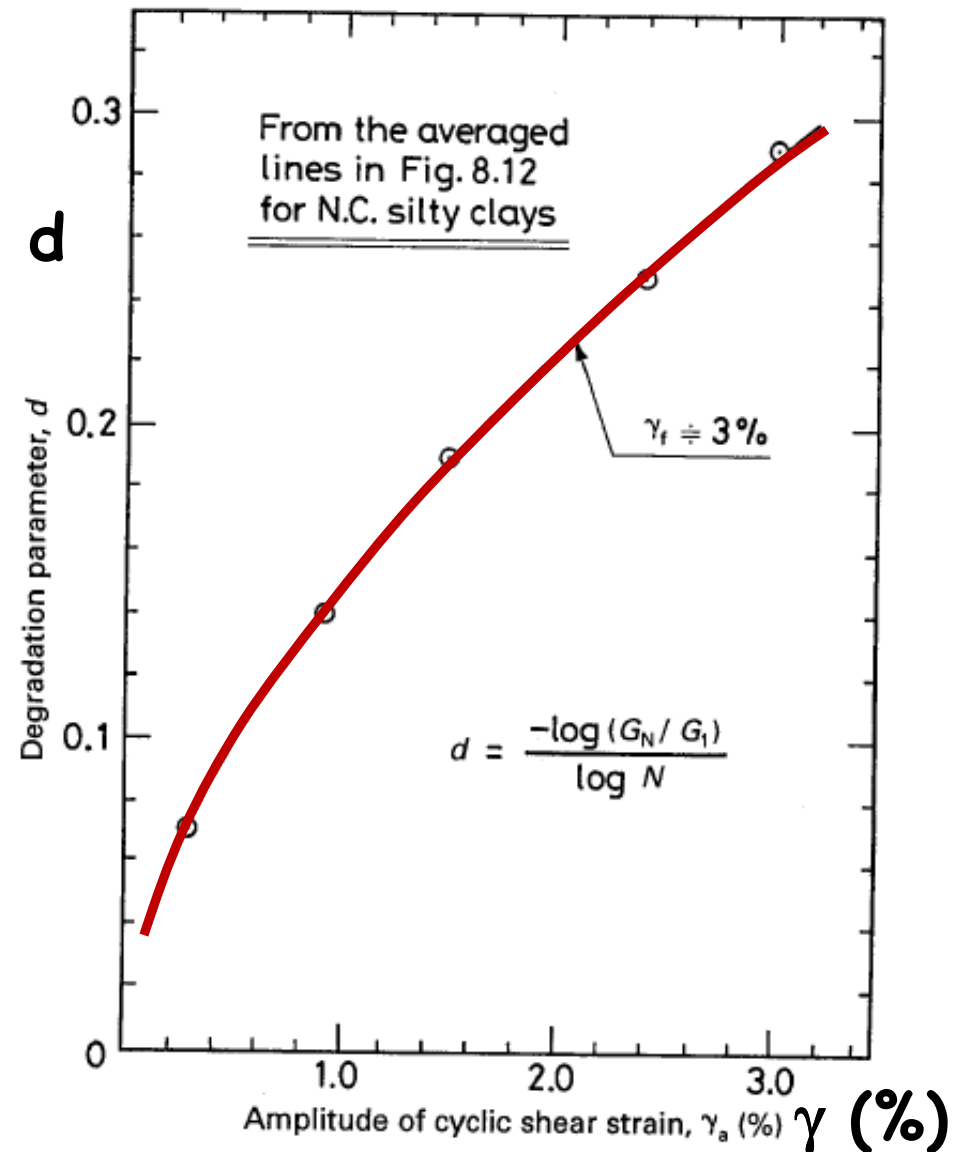
Il parametro "d" generalmente esprime la degradazione ciclica della rigidità



# Degradazione ciclica

$$\delta_G = \frac{G(N)}{G(1)} = N^{-d}$$

- A parità di numero di cicli, la degradazione ciclica cresce al crescere della deformazione di taglio



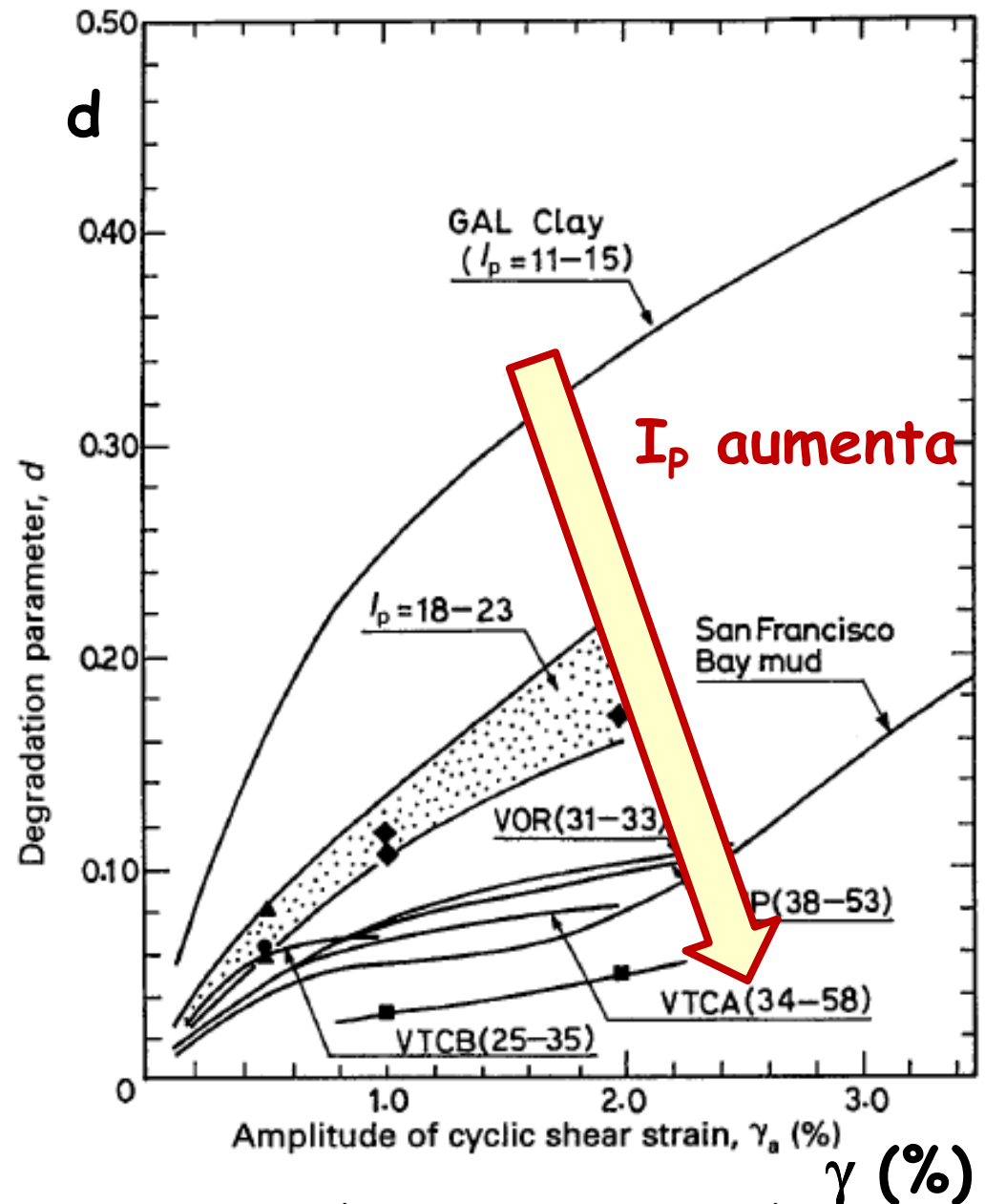
(Ishihara, 1996)

# Degradazione ciclica

$$\delta_G = \frac{G(N)}{G(1)} = N^{-d}$$

- A parità di deformazione di taglio, la degradazione ciclica cresce al ridursi dell'indice di plasticità  $I_p$ .

Quindi argille di elevata plasticità sono meno suscettibili a fenomeni di degradazione ciclica

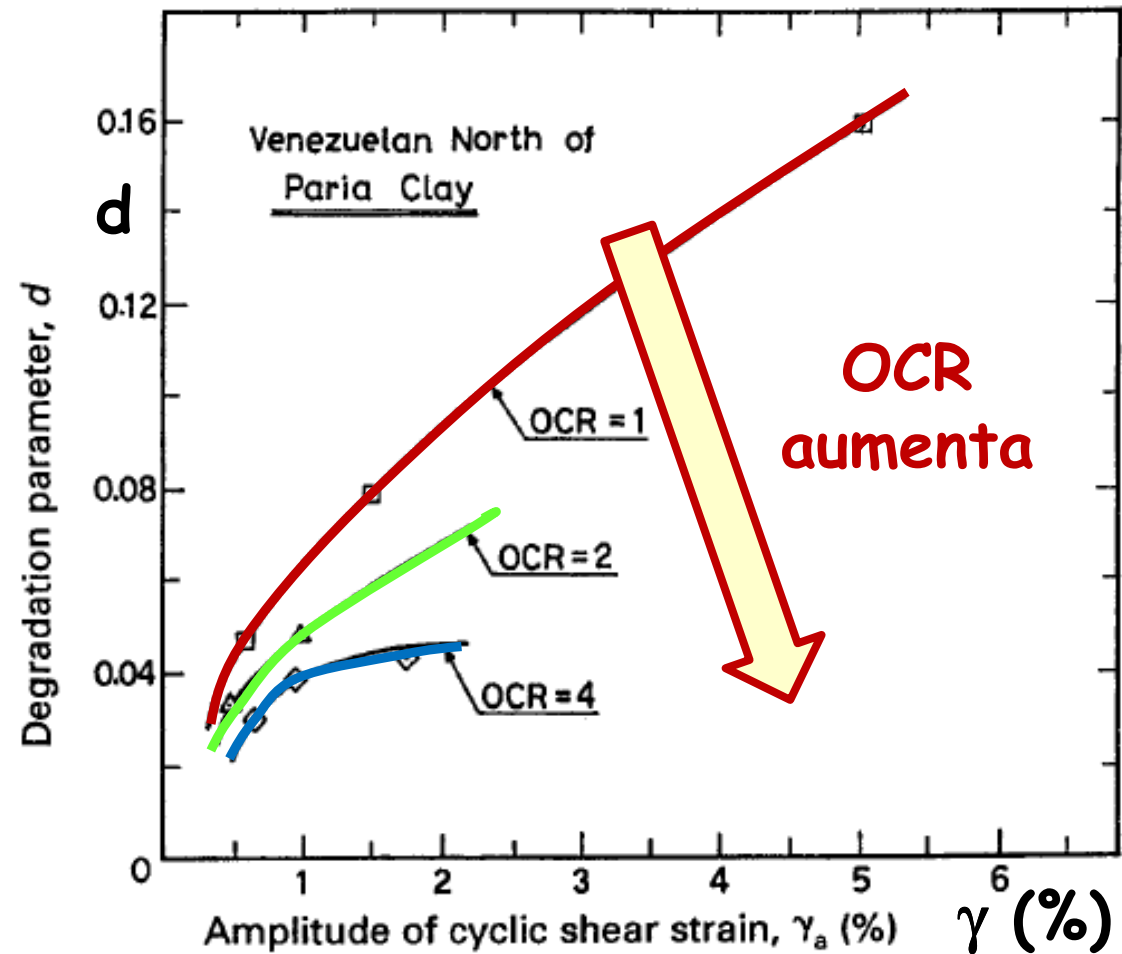


(Tan e Vucetic, 1989)

# Degradazione ciclica

$$\delta_G = \frac{G(N)}{G(1)} = N^{-d}$$

- La degradazione ciclica si riduce marcatamente al crescere del rapporto di sovraconsolidazione OCR.



(Vucetic e Dobry, 1988)

I fenomeni di degradazione ciclica sono più marcati per argille NC di bassa plasticità

**Resistenza al taglio**

# Resistenza al taglio

in presenza di sisma:

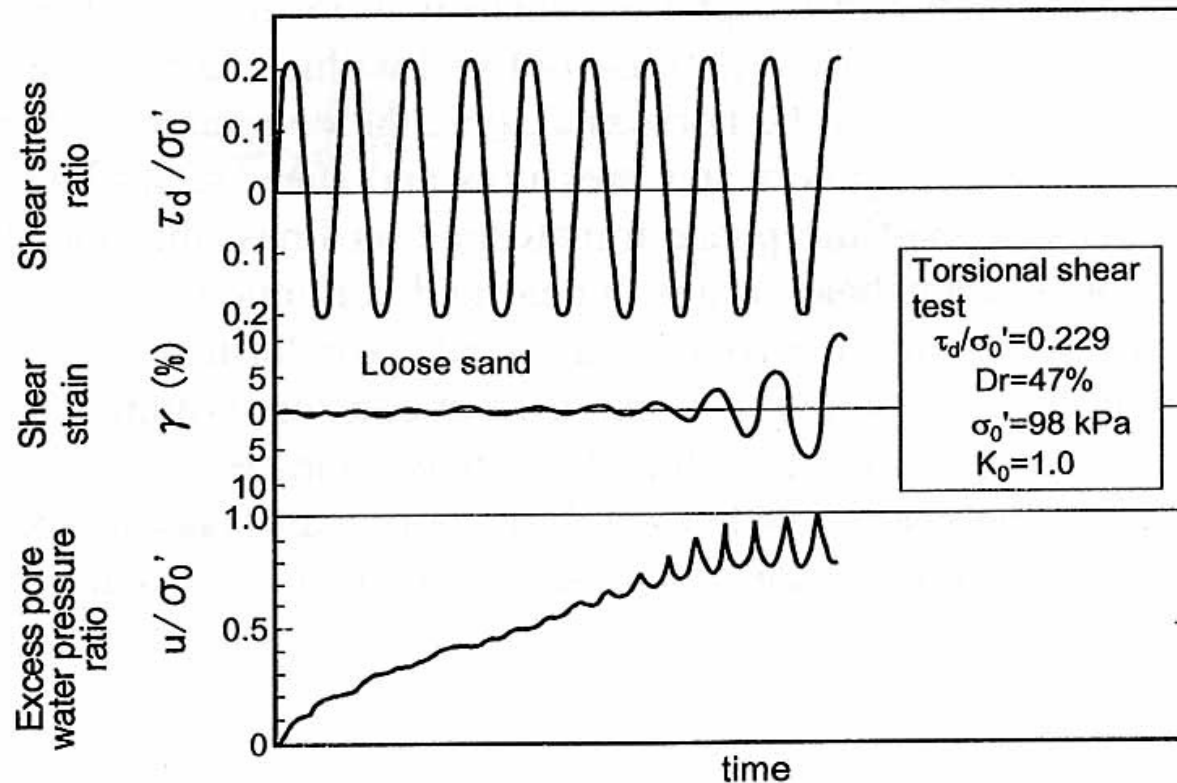
riduzione della resistenza al taglio:

- aumento pressioni interstiziali ( $\Delta u$  indotte dal sisma)
- degradazione parametri di resistenza ( $c'$ ,  $\varphi'$  o  $c_u$ )

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \equiv c' + (\sigma'_0 - \Delta u) \tan \varphi' \quad \text{T.E.}$$

$$\tau_f = c_u \quad \text{T.T.}$$

# Sovrappressioni interstiziali e liquefazione Sabbie sciolte



(Ishihara, 1985)

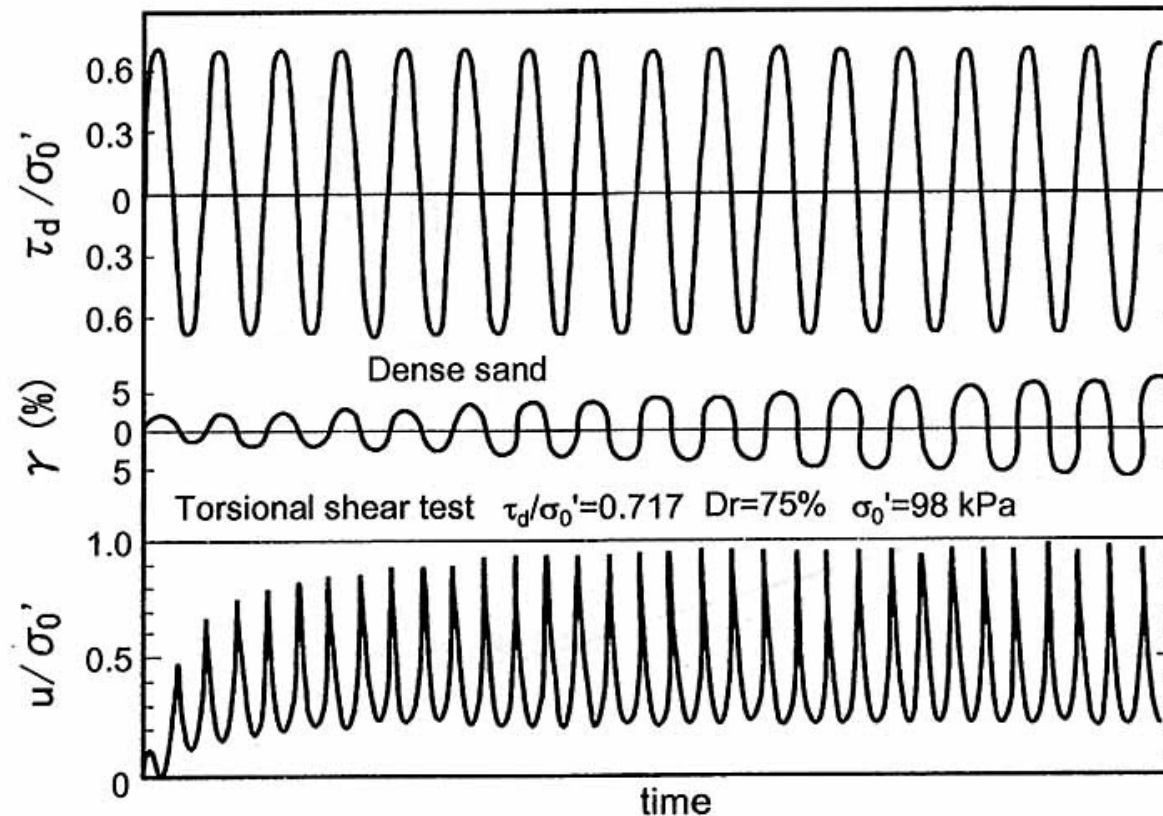
- aumento improvviso delle deformazioni di taglio
- accumulo irreversibile delle sovrappressioni interstiziali

condizione di liquefazione in termini tensionali ➡  $\frac{\Delta u}{\sigma'_0} \rightarrow 1$

➡  $\tau_f = c' + (\sigma'_0 - \Delta u) \tan \phi' \rightarrow 0$

# Sovrappressioni interstiziali e mobilità ciclica

## Sabbie dense

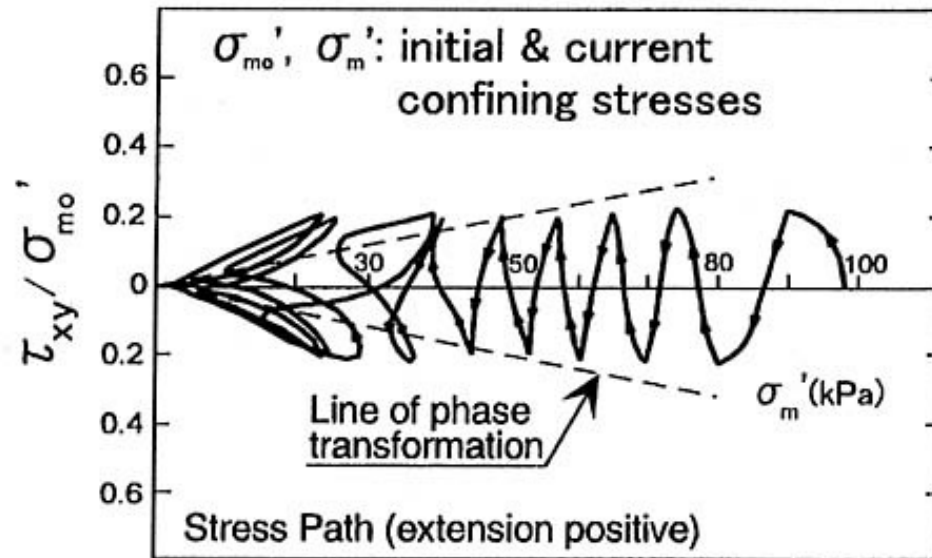


(Ishihara, 1985)

- aumento graduale delle deformazioni di taglio
- ampie oscillazioni delle sovrappressioni interstiziali

condizione di liquefazione in termini deformativi ➡  $\gamma = \gamma_{lim}$  (ad es. 5%)

# Osservazioni sperimentali



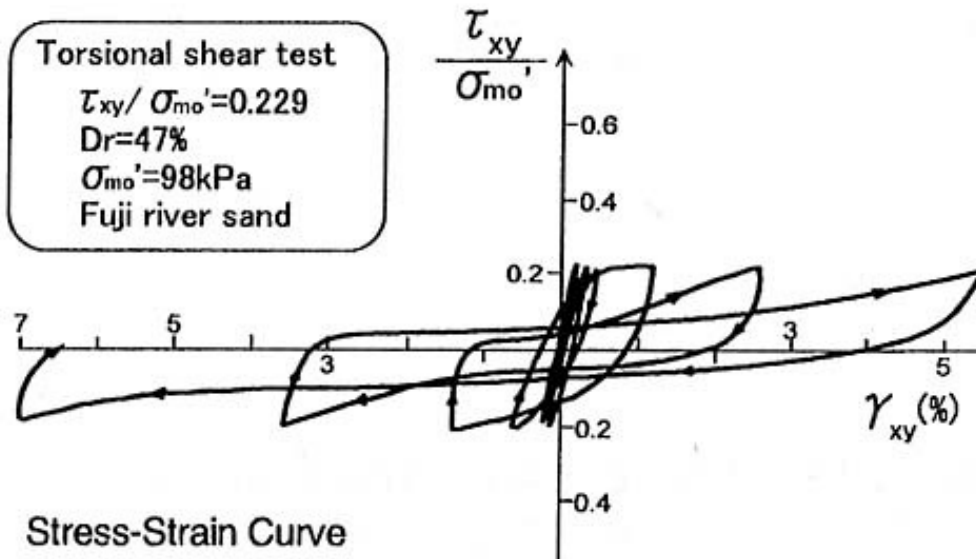
Torsional shear test

$$\tau_{xy}/\sigma_{mo}' = 0.229$$

$Dr = 47\%$

$\sigma_{mo}' = 98 \text{ kPa}$

Fuji river sand

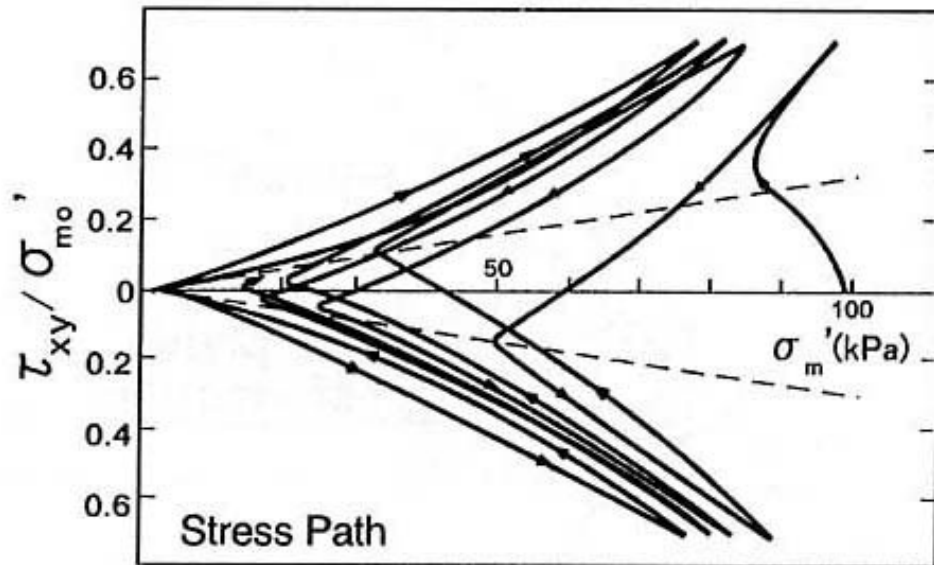


**SABBIE SCIOLTE**

Prove di torsione  
ciclica su sabbia  
del fiume Fuji  
(*Ishihara, 1985*)



# Osservazioni sperimentali



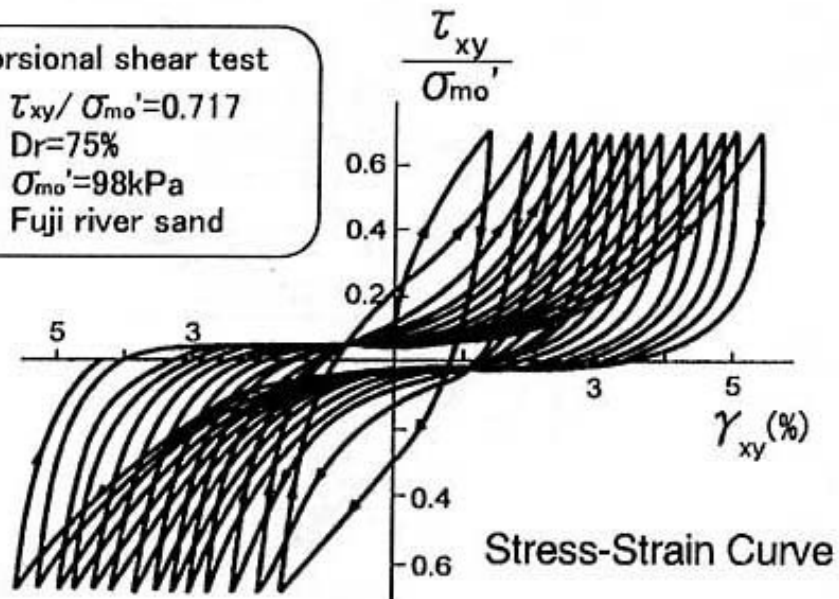
Torsional shear test

$$\tau_{xy}/\sigma'_{mo}=0.717$$

$D_r=75\%$

$\sigma'_{mo}=98\text{kPa}$

Fuji river sand

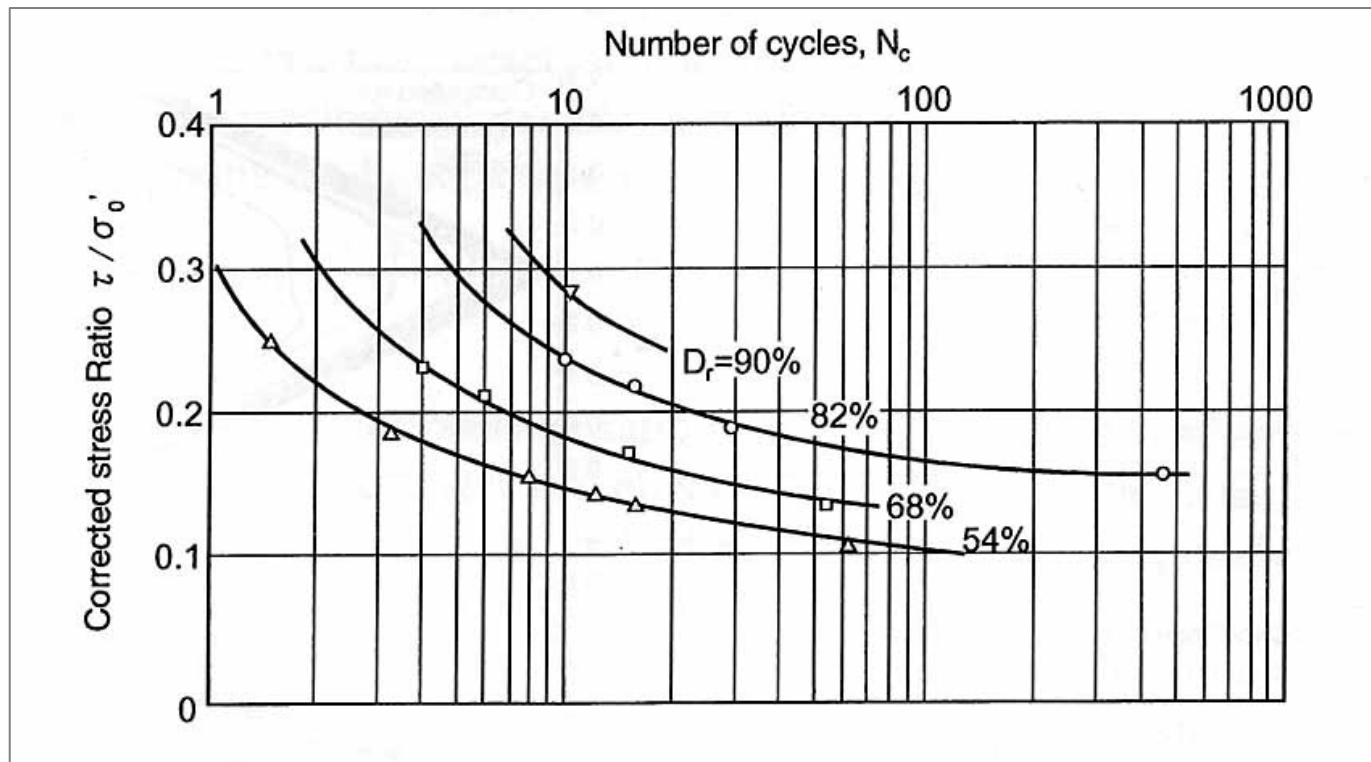


**SABBIE DENSE**

Prove di torsione  
ciclica su sabbia  
del fiume Fuji  
(*Ishihara, 1985*)

# Resistenza al taglio ciclica dei terreni granulari

La resistenza ciclica è generalmente espressa in termini di relazione tra il **rapporto tensionale ciclico a rottura**  $\tau/\sigma'_0$  e il numero di cicli uniformi  $N_c$  che portano il terreno a rottura.



(De Alba et al., 1976)

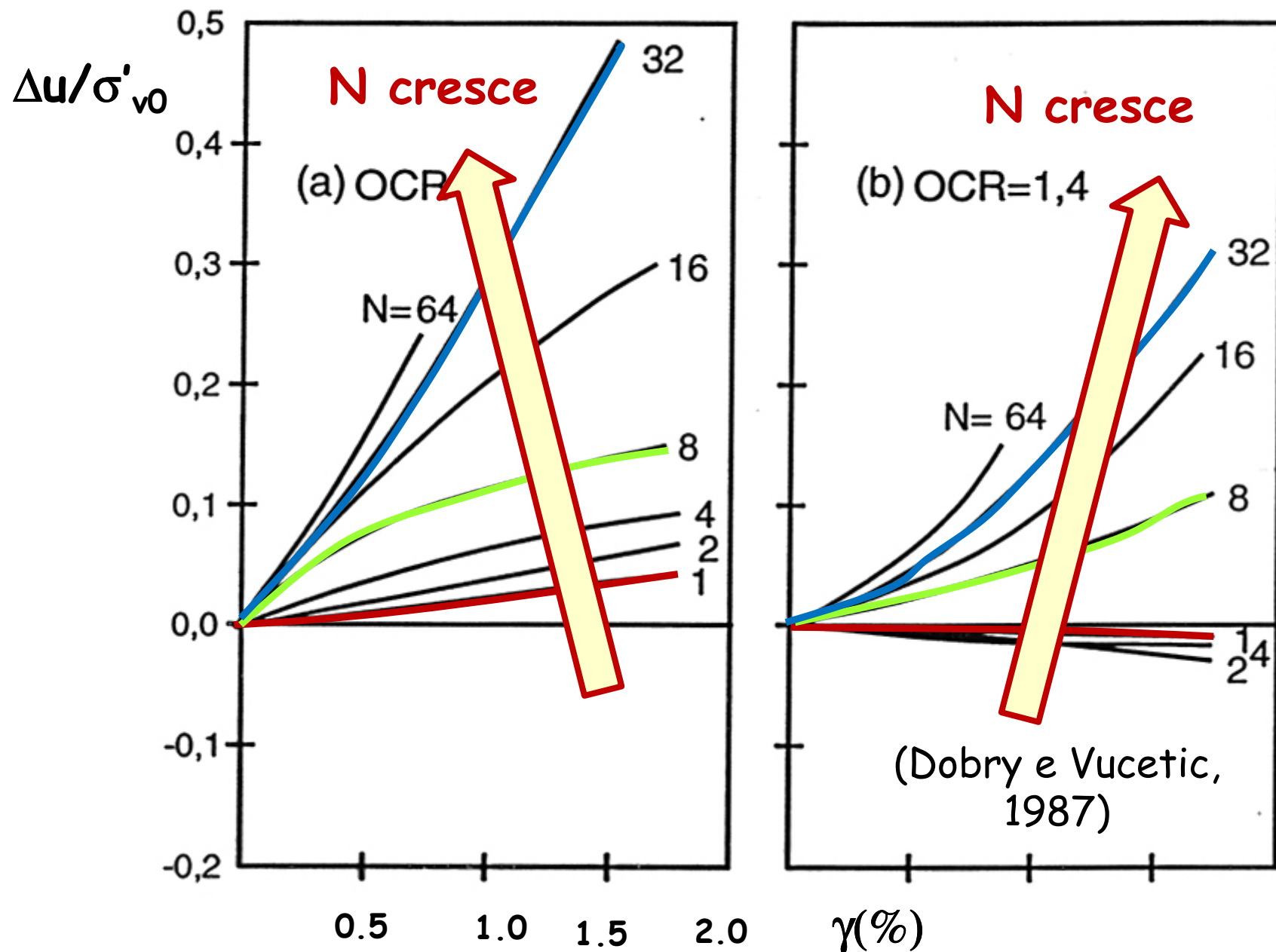
Tale relazione è fortemente influenzata dalla **densità relativa**  $D_r$ ,

# Sovrappressioni interstiziali in terreni a grana fina

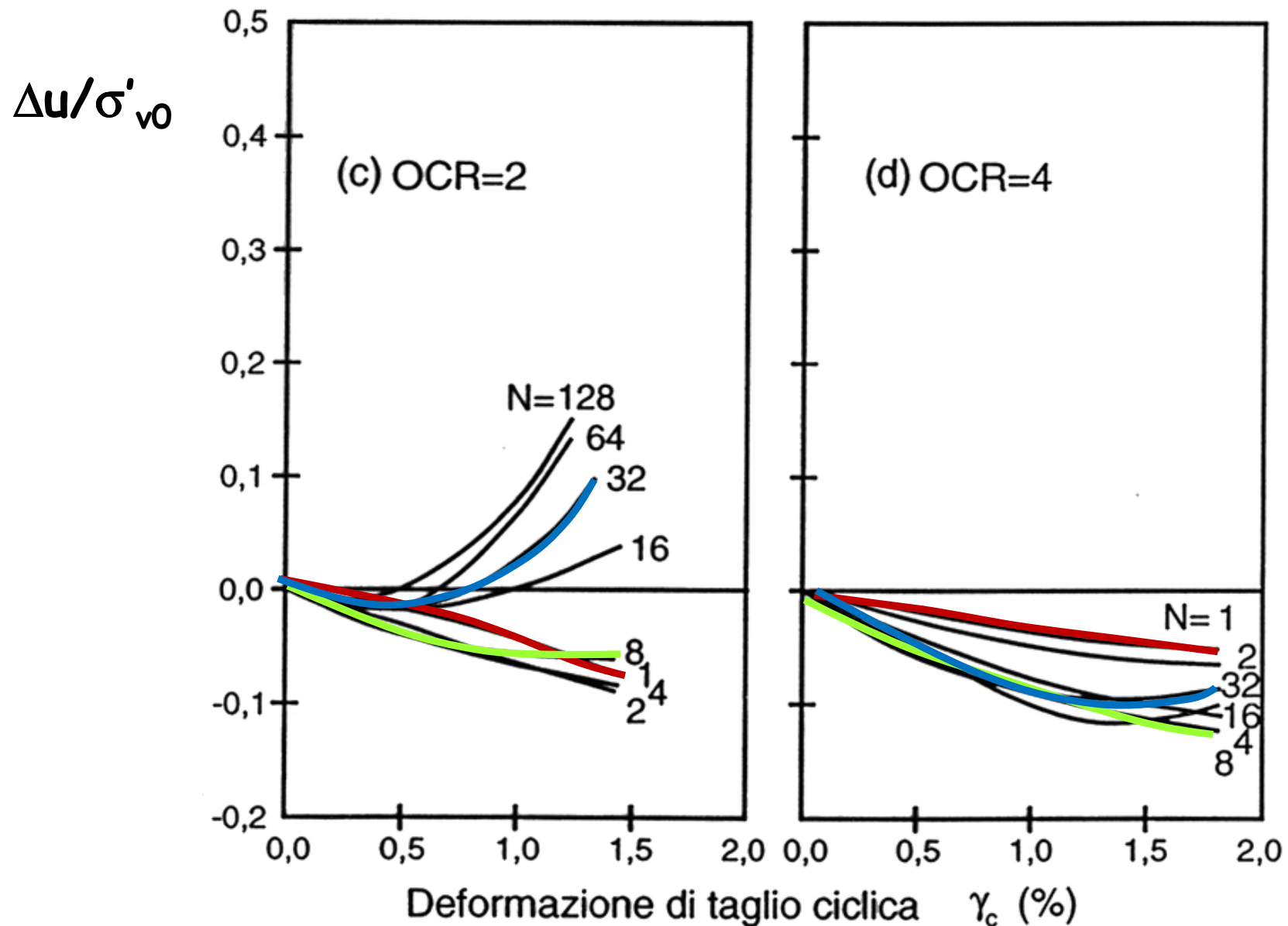
Il valore della sovrappressione interstiziale indotta dipende da:

- livello di deformazione
- numero di cicli di carico
- rapporto di sovraconsolidazione
- indice di plasticità

# Sovrappressioni interstiziali in terreni a grana fina



# Sovrappressioni interstiziali in terreni a grana fina



(Dobry e Vucetic, 1987)

## Misura di $\Delta u$ in condizioni cicliche

per  $\gamma < \gamma_v \Rightarrow \Delta u = 0$

per  $\gamma > \gamma_v \Rightarrow \Delta u \neq 0$

✓ **terreni saturi contraenti**: accumulo di sovrappressione interstiziale che determina:

- terreni argillosi NC una riduzione della resistenza al taglio
- terreni limo-sabbiosi poco addensati l'insorgere di fenomeni di liquefazione

✓ **terreni saturi dilatanti (terreni sovraconsolidati)**:  
al crescere di OCR il comportamento dilatante (sovrappressione neutra negativa) prende il sopravvento su quello contraente, almeno finché il numero dei cicli non supera un certo valore

# Resistenza al taglio ciclica dei terreni a grana fina

$$\tau_f = c_u$$

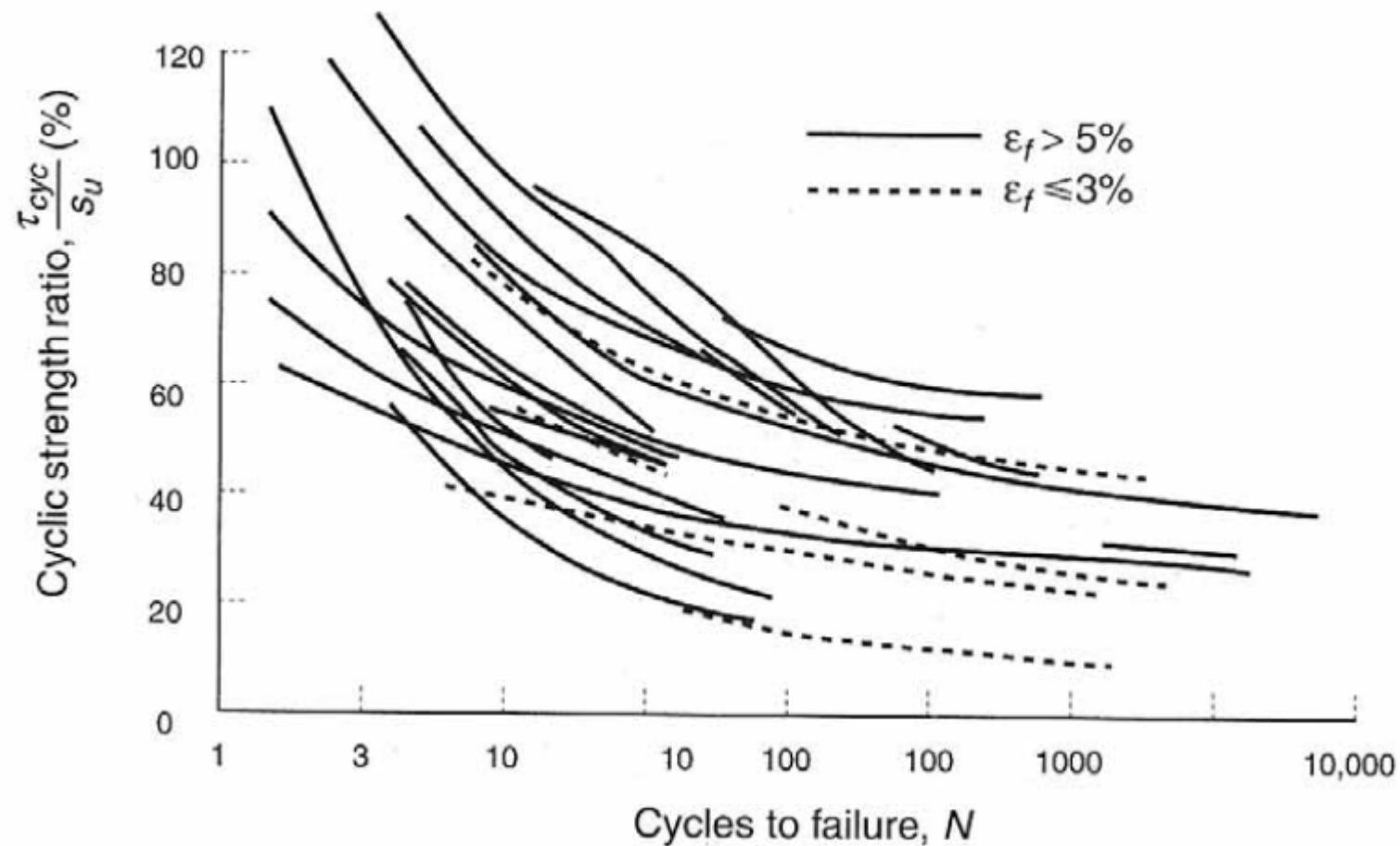
possibili riduzioni della coesione non drenata  $c_u$ :

- per degradazione ciclica del materiale;
- per accumulo di  $\Delta u$  (proporzionale al numero di cicli equivalenti al sisma);

indice di degradazione ciclica:

$$\delta_{c_u} = \frac{c_u(N)}{c_u(1)}$$

# Resistenza al taglio ciclica dei terreni a grana fina



(Lee e Focht, 1976)

(si vedano in proposito le Linee Guida AGI, 2005)



*Grazie per l'attenzione*