



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 2074A -

ANNO: 2017

A P P U N T I

STUDENTE: Aimar Mauro

MATERIA: Geotecnica sismica (parte II) - prof. Foti

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

Metodo H/V

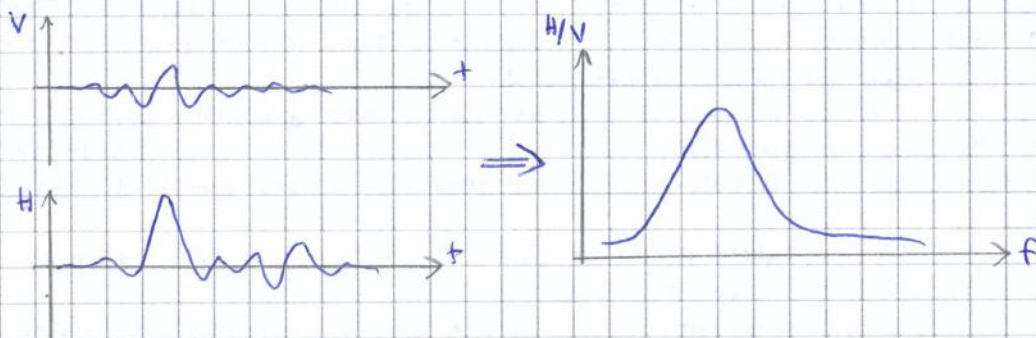
Il metodo H/V o HVSR = Horizontal to Vertical Spectral Ratio (rapporto spettrale per le componenti di moto orizzontale e verticale) è una misura a singola stazione:

è presente UN SOLO RICEVITORE, tipicamente un geofono triassiale (i geofoni sono molto sensibili alle vibrazioni deboli).

Esso registra le 3 componenti del moto indotto dal rumore ambientale (si vede un rumore continuo) nel dominio del tempo. Poi le trasferisce al dominio delle frequenze (si rappresentano le ampiezze) e si esegue il rapporto tra

→ componente orizzontale (una sola o la composizione)

→ componente verticale



Il vantaggio è che LA FREQUENZA DI PICCO che si osserva sul rapporto H/V nel dominio delle frequenze È SIMILE ALLA FREQUENZA DI RISONANZA DEL DEPOSITO DI TERRENO.

$f_{\text{picco}} \sim f_{\text{risonanza}}$

Perché vale questo?

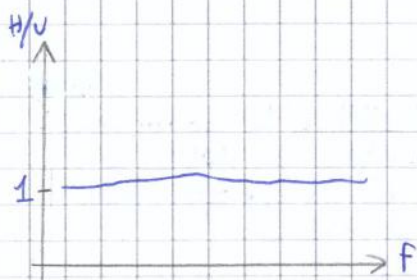
Inizialmente, la presenza del picco era interpretata come l'effetto delle diverse amplificazioni delle componenti.



Dato un sito al di sopra di un deposito di terreno, a esso arrivano le onde sismiche con componenti in S e P.

Queste, avendo una direzione di arrivo subverticale, sono associate alle componenti di moto orizzontale e verticale.

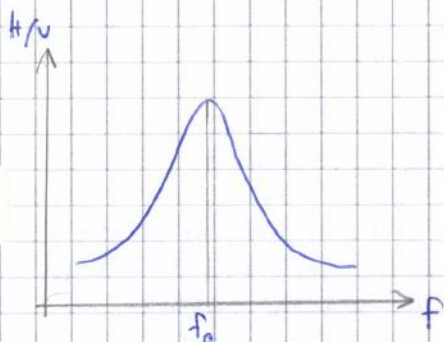
Per le onde S, il deposito presenta una funzione di amplificazione con amplificazione massima alla frequenza $v_s/4h$.



In base a quanto detto, se il sottosuolo è relativamente omogeneo in direzione verticale, non c'è dipendenza dalla frequenza e dunque il rapporto H/V è circa costante. In questo senso, se non c'è picco e

$$\frac{H}{V} \approx \text{cost}$$

allora, in riferimento a una porzione limitata di superficie (le onde di Rayleigh si propagano in tale porzione), non si aspettano significative variazioni stratigrafiche.



Se invece è presente un deposito di terreno su substrato (e quindi sono attesi fenomeni di risonanza), la curva H/V presenta un picco. Questo può essere utilizzato nella definizione della funzione di trasferimento, ad es. legando il picco teorico e il picco H/V in modo da validare il modello di sottosuolo (costruito sulla base della prova DH)

Inoltre, se il bedrock è superficiale (deposito di piccola spessore), il picco tende a spostarsi verso frequenze più alte. Lo stesso vale se V_s è grande, in virtù della relazione

$$f_0 = \frac{V_s}{4h}$$

Alla stessa modo, all'aumentare della spessore, il picco si sposta verso le basse frequenze.

A livello operativo, si esegue una misura dei microtremori per un intervallo di tempo significativo e si esegue l'analisi spettrale del segnale in più zone in cui il segnale sia STAZIONARIO, cioè abbia simili caratteristiche.

Prevedendo tante finestre temporali, si ottengono una media e una variabilità a essa associata.

+

eseguendo la prova in diverse posizioni, si può vedere come varia il modello di suolo

RISPOSTA SISMICA LOCALE

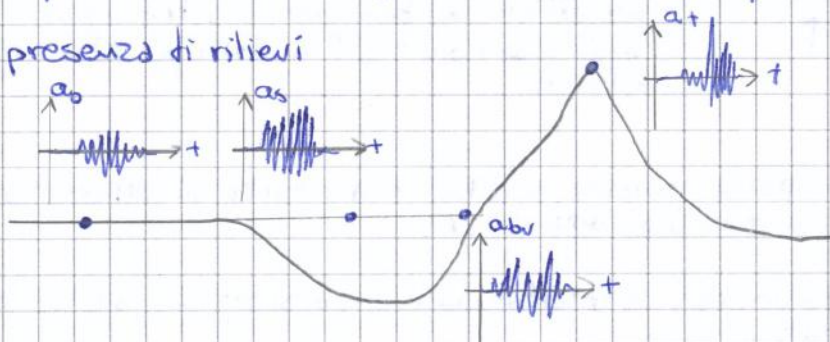
1 La risposta sismica locale è un fenomeno legato a STRATIGRAFIA e TOPOGRAFIA.

2 La valutazione di pericolosità (entità dello scuotimento atteso) è eseguita nella configurazione di AFFIORAMENTO RIGIDO PIANE GGIANTE.

Possano però esistere situazioni diverse.

→ deposito di materiale più deformabile in superficie

→ presenza di rilievi



Dal punto di vista sperimentale, confrontando registrazioni di uno stesso terremoto a ugual distanza ipocentrale (o meglio, e' poco significativa la distanza dei diversi punti di osservazione) eseguite in diverse configurazioni di riferimento, si nota che in genere le accelerazioni registrate su "roccia" a_0 (o="outcrop") sono diverse dalle accelerazioni registrate sul deposito di terreno a_S (s="soil"), dalle accelerazioni registrate sulla cresta a_+ ("top") e dalle accelerazioni registrate a bordo valle a_{bv} .

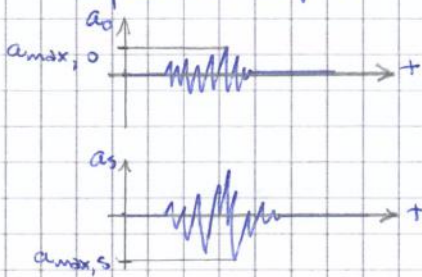
$$a_0(t) \neq a_S(t) \neq a_+(t) \neq a_{bv}(t)$$

Le storie sono diverse per effetto della specifica risposta del sito, che è condizionata dalla risposta del deposito di terreno, dall'effetto di bordo (le onde al bordo valle sono riflesse dal contrasto di impedenza) o dall'effetto topografico.

Si definiscono così dei fenomeni di **amplificazione sismica**, che può essere positiva o negativa (non necessariamente incrementa il fenomeno fisico), cioè l'alterazione del moto sismico per effetto della risposta meccanica dovuta al condizionamento del materiale che ne definisce la risposta e alle condizioni topografiche.

3 Quantificazione dell'amplificazione stratigrafica: approccio empirico

È possibile quantificare l'amplificazione sulla base dei dati sperimentali.



In particolare, si possono avere a disposizione

→ storia delle accelerazioni misurate in condizioni di affioramento a_0

→ storia delle accelerazioni misurate su deposito a_s

L'amplificazione potrebbe allora essere definita con un fattore di amplificazione che è il rapporto dei massimi.

$$FA = \frac{a_{max,s}}{a_{max,0}}$$

Questo parametro però restituisce un'informazione povera che non permette di generalizzare le considerazioni rispetto all'evento successivo e di prevedere l'amplificazione.

↳ l'obiettivo è prevedere cosa ci si aspetta in sito, cioè eseguire uno STUDIO DI PERICOLOSITÀ.

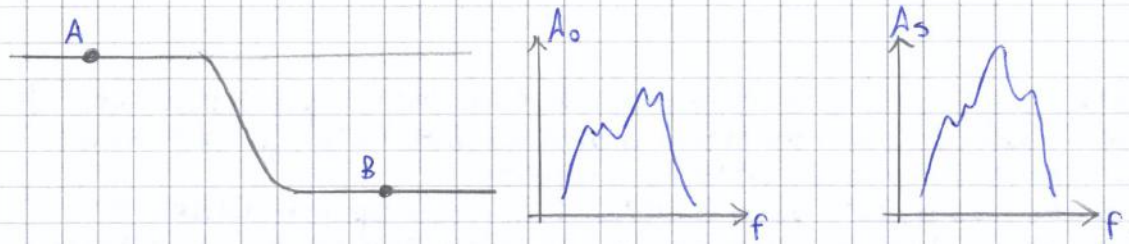
Gli studi di pericolosità disponibili sono però eseguiti in condizioni di affioramento e, pertanto, si vogliono usare le osservazioni sperimentali per proiettare la pericolosità valutata su affioramento sulla pericolosità valutata sul terreno.

Tale fattore non è adeguato perché, valutando le diverse storie temporali, non avviene una semplice scalatura nel passaggio al deposito, poiché il rapporto tra i picchi non è lo stesso e c'è un cambio di forma per effetto di fenomeni che subentrano e modificano il moto sismico.

In alternativa, si può introdurre l'ipotesi di comportamento lineare del sistema;

la risposta del sistema è la risposta di un sistema lineare:

Questa è un'ipotesi forte, valida per piccoli livelli deformativi indotti e per sistemi sufficientemente piccoli.



Da qui, si può definire sperimentalmente la funzione di trasferimento come rapporto tra gli spettri letti.

$$H(f) = \frac{A_s(f)}{A_0(f)}$$

Funzione di trasferimento per l'amplificazione stratigrafica

Questo corrisponde alla condizione di trasferimento tra il punto A e il punto B, ottenuta dalle misure di scuotimento eseguite in punti vicini in diverse condizioni, e ciò permette di passare dall'input di riferimento su affioramento rigido al terreno.

In questo modo, una volta selezionati gli accelerogrammi in sito, questi sono riportati al dominio delle frequenze e moltiplicati per la funzione di trasferimento, ottenendo così la trasformata di Fourier sul deposito.

Da qui si sommano le diverse armoniche e si ottiene l'accelerazione attesa sulla superficie del deposito di terreno.

$$\begin{array}{ccc} a_0(t) & \xrightarrow{\text{TDF}} & A_0(f) \\ a_s(t) & \xrightarrow{\text{TDF}} & A_s(f) \end{array} \quad \longrightarrow \quad H(f) = \frac{A_s(f)}{A_0(f)} \quad \text{Valutazione della funzione di trasferimento}$$

Valutazione della risposta sismica locale

$$a_0(t) \xrightarrow{\text{TDF}} A_0(f) \xrightarrow{\cdot H(f)} A_s(f) \xrightarrow{(\text{TDF})^{-1}} a_s(t)$$

Si nota poi che la trasformata di Fourier è complessa.

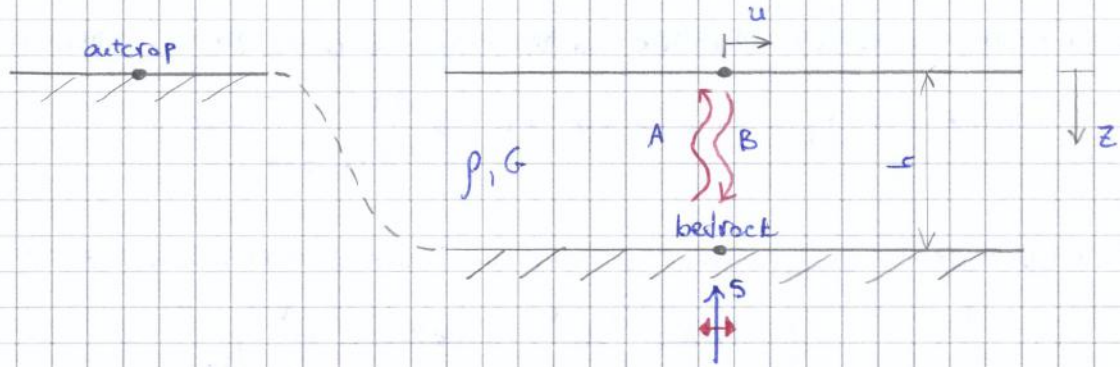
Pertanto, la funzione di trasferimento è un rapporto tra valori complessi ed è una funzione complessa.

Si può però considerarne il valore assoluto.

$$A(f) = |H(f)| = \frac{|A_s(f)|}{|A_0(f)|}$$

Funzione di amplificazione

La funzione $A(f)$ si dice **funzione di amplificazione** e corrisponde al rapporto delle ampiezze (quelle che si sono rappresentate nello spettro in figura).



La funzione di trasferimento corrisponde al rapporto tra il moto sulla superficie del terreno e il moto sull'affioramento del substrato, cioè il moto nel punto dove il substrato rigido arriva alla superficie (outcrop).
 In questo caso, il moto all'outcrop è uguale al moto nel punto di contatto substrato - terreno sovrastante, detto bedrock, poiché il substrato è rigido.

$$\Rightarrow \text{MOTO BEDROCK} = \text{MOTO OUTCROP}$$

Detto ciò, quando l'onda sismica arriva dal substrato, essa entra nello strato superficiale e subisce dei fenomeni successivi di riflessione perché la superficie libera genera un'onda riflessa verso l'interfaccia e avviene nuovamente riflessione all'interfaccia, per effetto del contrasto di impedenza.

Così, di fatto l'energia è intrappolata dentro lo strato e non subisce dissipazione né intrinseca (per la linearità del sistema) né geometrica (per la geometria mono-dimensionale - non cambia la forma d'onda).

Per analizzare il fenomeno, si fissa un asse di riferimento z (il sistema è mono-dimensionale) con origine sulla superficie libera.

Essendoci due onde A e B nel deposito, lo spostamento associato alla propagazione dell'onda sismica è descritto da due forme d'onda, una verso l'alto e una verso il basso.

Considerando per semplicità la propagazione di onde armoniche, le due forme d'onda possono essere descritte mediante funzione armoniche.

$$u(z; t) = A e^{i(\omega t - kz)} + B e^{i(\omega t + kz)}$$

Si valuta il moto sismico atteso in superficie:

il moto in superficie è composizione del moto indotto dalle onde A e B e, a questo, si aggiunge la condizione che lo stato tensionale (tensione tangenziale, poiché sono onde di distorsione) sia nullo in ogni istante.

$$\tau(z=0; t) = 0$$

Per definire il moto la funzione di trasferimento, occorre anche valutare il moto atteso al bedrock (in teoria, sarebbe all'outcrop, ma sono uguali):

questo corrisponde al moto valutato per $z = h$.

$$u_0(t) = 2A e^{i\omega t} \cos(kh) \quad \rightarrow \text{moto al bedrock} = \text{moto all'outcrop}$$

Da qui si può valutare la funzione di trasferimento.

$$H = \frac{u_s}{u_0} = \frac{2A e^{i\omega t}}{2A e^{i\omega t} \cos(kh)} = \frac{1}{\cos(kh)}$$

$$H(f) = \frac{1}{\cos(kh)} \quad \text{Funzione di trasferimento con deposito elastico lineare e substrato rigido}$$

In questo caso, questa vale sia come funzione di trasferimento suolo-outcrop sia come funzione di trasferimento suolo-bedrock.

$$H(f) = H_{so}(f) = H_{sb}(f)$$

Per descrivere tale funzione, se ne può rappresentare l'ampiezza (funzione di amplificazione).

$$A(f) = \frac{1}{|\cos(kh)|}$$

Tale funzione è governata dalle costanti k e h , dove

$$k = \frac{\omega}{v_s}$$

Si può così riscrivere la funzione di amplificazione come

$$A(\omega) = \frac{1}{\left| \cos\left(\frac{\omega h}{v_s}\right) \right|}$$

$$A(\omega) = \frac{1}{\left| \cos\left(\frac{\omega H}{v_s}\right) \right|}$$

Funzione di amplificazione con deposito lineare elastico e substrato rigido

Esistono casi delle frequenze in cui l'eccitazione è amplificata all'infinito perché si sta considerando un sistema privo di dissipazione energetica e, in determinate situazioni, avviene un'interferenza costruttiva tra le onde verso l'alto e le onde verso il basso che porta alla condizione di risonanza e il moto va all'infinito.

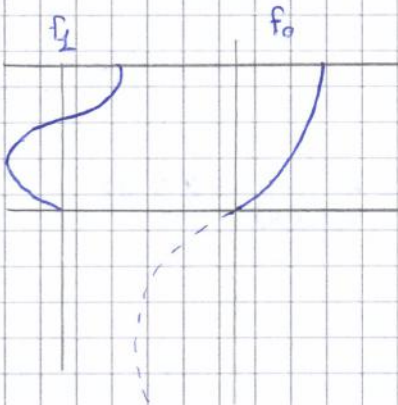
La condizione di risonanza dipende dalle caratteristiche del sistema (V_s) e dalla spessore della strato.

In particolare, per la prima frequenza di risonanza, la lunghezza d'onda corrispondente è

$$\lambda_0 = \frac{V_s}{f_0} = \frac{V_s}{\frac{V_s}{4h}} = 4h \Rightarrow h = \frac{1}{4} \lambda$$

$$h = \frac{1}{4} \lambda$$

Condizione di risonanza
(per 1^a frequenza di risonanza)



Infatti, quando il moto è massimo sulla superficie libera, in questa situazione lo spostamento è nullo all'interfaccia con il substrato e lì avviene risonanza perché la funzione di trasferimento è calcolata mettendo a denominatore il moto al bedrock (outcrop), che è nullo.

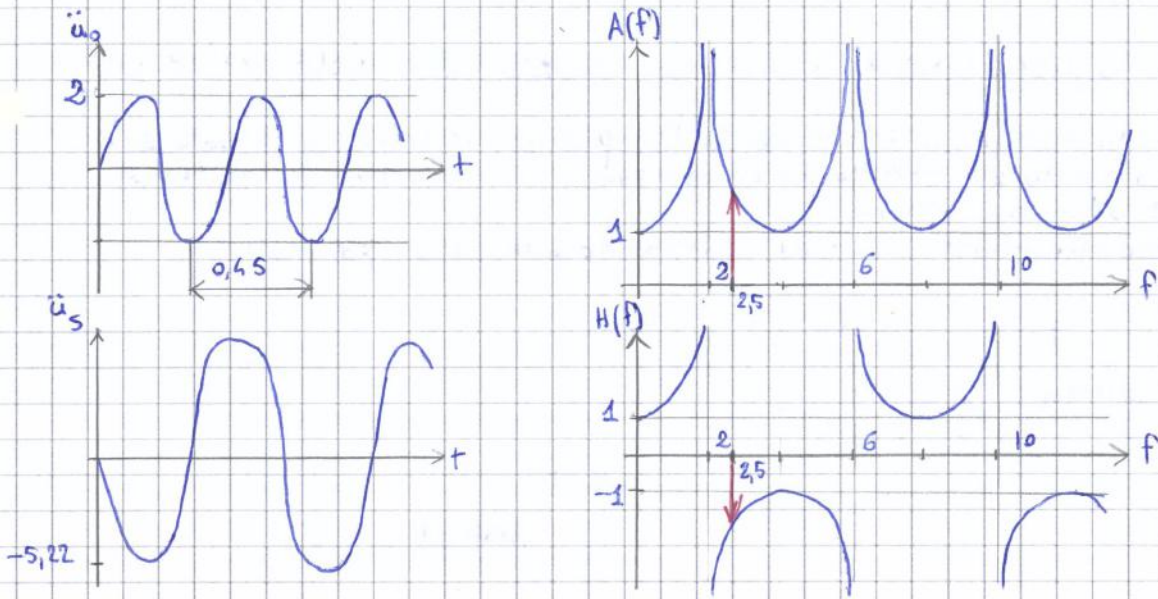
Le frequenze di risonanza successive avvengono sempre per forme d'onda corrispondenti a situazioni in cui al bedrock si annulla lo spostamento.

In questo senso, la lunghezza d'onda

$$\lambda = 4h$$

è la massima lunghezza d'onda che porta a risonanza, poiché le altre situazioni si verificano a frequenze maggiori e lunghezze d'onda minori. Inoltre, questa lunghezza d'onda è la più rilevante perché gran parte dell'energia è contenuta tra 0 e 5 Hz.

OSSERVAZIONE: questa è una situazione irrealistica perché l'amplificazione non può andare all'infinito, a causa della dissipazione intrinseca e della deformabilità del substrato, che assorbe parte dell'energia (dissipazione geometrica legata al materiale sottostante).



La prima frequenza di risonanza è

$$f_0 = \frac{v_s}{4h} =$$

$$= \frac{200}{4 \cdot 25} = 2 \text{ Hz}$$

Per completezza, si riportano le due successive frequenze di risonanza.

$$f_1 = 3 \frac{v_s}{4h} = 3f_0 = 6 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 5 \frac{v_s}{4h} = 5f_0 = 10 \text{ Hz}$$

$$= \frac{\omega(1-iD)}{v_s(1+D^2)}$$

Siccome $D \rightarrow 0$, D^2 è trascurabile e si ottiene

$$k^* = \frac{\omega(1-iD)}{v_s}$$

La funzione di trasferimento così diventa

$$H(f) = \frac{1}{\cos \left[\frac{\omega h}{v_s} (1-iD) \right]}$$

$$H(f) = \frac{1}{\cos \left[\frac{\omega h}{v_s} (1-iD) \right]}$$

Funzione di trasferimento con deposito visco-elastico lineare e substrato rigido

Per passare alla funzione di amplificazione, si considera il valore assoluto

$$A(f) = \frac{1}{\left| \cos \left[\frac{\omega h}{v_s} (1-iD) \right] \right|}$$

Per semplificare l'espressione, si sfrutta la relazione

$$|\cos(x-iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$$

Inoltre, se $y \rightarrow 0$, si ha

$$\sinh^2 y \rightarrow y^2, \quad y \rightarrow 0$$

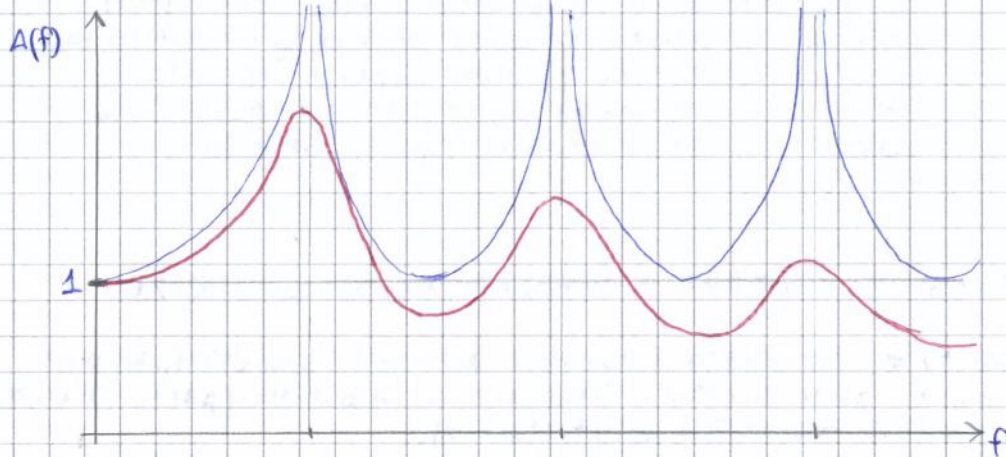
$$\Rightarrow |\cos(x-iy)| \sim \sqrt{\cos^2 x + y^2}, \quad y \rightarrow 0$$

Sfruttando il fatto che lo smorzamento è piccolo, la funzione di amplificazione diventa

$$A(f) = \frac{1}{\left| \cos \left[\frac{\omega h}{v_s} - i \frac{\omega h}{v_s} D \right] \right|} \sim \frac{1}{\sqrt{\cos^2 \frac{\omega h}{v_s} + \left(\frac{\omega h}{v_s} D \right)^2}}$$

Si parla così di **deamplificazione**, in cui le frequenze alte sono attenuate.

Per questo, spesso si dice che il terreno agisce come un **FILTRO PASSA-BASSO**, che modifica il segnale eliminando il contributo alle alte frequenze.



Es (APPLICAZIONE)

Si consideri un deposito avente le seguenti caratteristiche.

$$h = 25 \text{ m} \quad \rho = 800 \text{ kg m}^{-3} \quad v_s = 200 \text{ m s}^{-1} \quad D = 0,05$$

Esso è interessato dalla seguente onda armonica.

$$T = 0,4 \text{ s} \quad \ddot{u}_{\text{max},0} = 2 \text{ cm s}^{-2}$$

Valutare l'amplificazione corrispondente.

La pulsazione dell'eccitazione vale

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{0,4 \text{ [s]}} = 15,7 \text{ rad/s}$$

L'amplificazione si calcola come

$$A(f) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 \frac{\omega h}{v_s} + \left(\frac{\omega h}{v_s} D\right)^2}} =$$

$$= \frac{1}{\sqrt{\cos^2 \frac{15,7 \cdot 25}{200} + \left(\frac{15,7 \cdot 25}{200} \cdot 0,05\right)^2}} = 2,53$$

I due sistemi si legano andando a imporre le condizioni al contorno

→ stato tensionale nullo alla superficie libera

$$z(z_s = 0; t) = 0 \Rightarrow A_s = B_s$$

→ stato tensionale e spostamenti uguali all'interfaccia tra deposito e substrato.

$$u_s(z_s = h; t) = u_r(z_r = 0; t) \quad z_s(z_s = h; t) = z_r(z_r = 0; t)$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{2A_r}{(1 + \alpha_z) e^{ik_s h} + (1 - \alpha_z) e^{-ik_s h}} \quad \alpha_z = \frac{\rho_s v_{s,s}}{\rho_r v_{s,r}} \text{ Rapporto di impedenza}$$

Detto ciò, per definire la funzione di trasferimento, si definisce lo scuotimento in superficie che, come prima, è

$$u_s(z = 0; t) = 2A_s e^{i\omega t}$$

Lo scuotimento all'outcrop è un'oscillazione armonica la cui ampiezza tiene conto del fatto che si è alla superficie libera e avviene una riflessione.

$$u_o(z = 0; t) = 2A_r e^{i\omega t}$$

Da qui si definisce la funzione di trasferimento tra superficie e outcrop.

$$H_{so}(f) = \frac{u_s(t)}{u_o(t)} = \frac{2A_s e^{i\omega t}}{2A_r e^{i\omega t}} = \frac{A_s}{A_r}$$

Si sostituisce

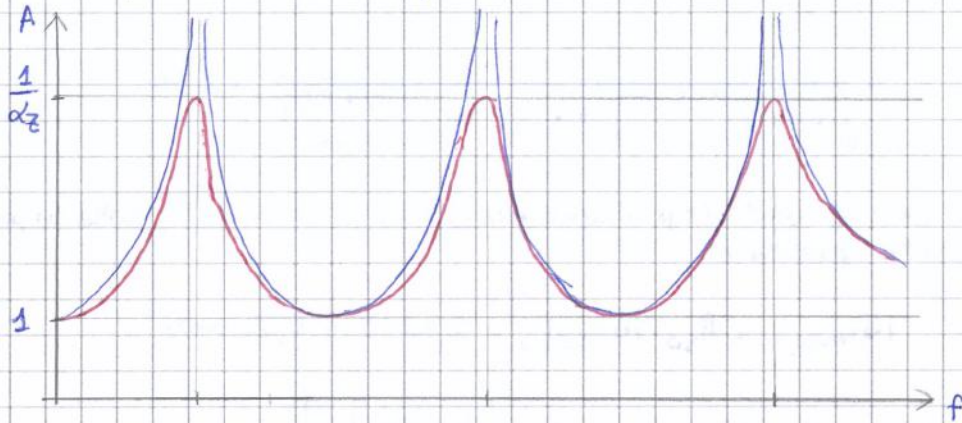
$$H_{so}(f) = \frac{1}{A_r} \cdot \frac{2A_r}{(1 + \alpha_z) e^{ik_s h} + (1 - \alpha_z) e^{-ik_s h}}$$

Si porta il termine 2 a denominatore e si raggruppano i termini in esponenziale.

Nel caso di bedrock infinitamente rigido, cioè

$$\rho_r v_{s,r} \rightarrow \infty \Rightarrow \alpha_z = \frac{\rho_s v_{s,s}}{\rho_r v_{s,r}} = 0$$

si ritorna al primo caso, con picchi infiniti.



ES (APPLICAZIONE)

Si consideri un terreno con le seguenti caratteristiche.

Deposito $h = 25 \text{ m}$ $\rho_s = 1800 \text{ kgm}^{-3}$ $v_{s,s} = 200 \text{ m/s}$

Substrato $\rho_r = 2100 \text{ kgm}^{-3}$ $v_{s,r} = 900 \text{ m/s}$

All'outcrop è registrata un'eccitazione armonica di periodo $0,4 \text{ s}$ e ampiezza 2 cm/s^2 .

Qual è l'amplificazione?

La pulsazione dell'eccitazione vale

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{0,4 \text{ [s]}} = 15,7 \text{ rad/s}$$

Per valutare l'amplificazione, occorre prima calcolare il rapporto di impedenza.

$$\begin{aligned} \alpha_z &= \frac{\rho_s v_{s,s}}{\rho_r v_{s,r}} = \\ &= \frac{1800 \cdot 200}{2100 \cdot 900} = 0,19 \quad \sim \text{la massima amplificazione} \\ &\quad \text{è } 1/\alpha_z = 5,25 \end{aligned}$$

Si nota che l'accelerazione al bedrock è diversa dall'accelerazione all'outcrop, poiché l'outcrop si trova in una situazione di riflessione totale (estremo libero) mentre al bedrock c'è materiale che reagisce e il moto è condizionato dal rapporto di impedenza con il materiale soprastante.

⇒ MOTO BEDROCK ≠ MOTO OUTCROP

Questo è importante perché le banche dati forniscono le azioni sismiche all'outcrop, poiché le registrazioni sono eseguite su affioramenti rigidi. Così, in molte simulazioni numeriche la condizione di riferimento è il moto all'outcrop.

Se si volesse ricavare in maniera diretta il moto al bedrock dal moto all'outcrop, è sufficiente applicare in cascata le funzioni di trasferimento.

$$H_{bo} = \frac{H_{so}}{H_{sb}} = \frac{\cos\left(\frac{wh}{v_s}\right)}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{wh}{v_s}\right) + i\alpha_z \sin\left(\frac{wh}{v_s}\right)}} = 0,91$$

Questo perché

$$a_b = H_{bo} a_o = \frac{a_s}{H_{sb}} = \frac{H_{so}}{H_{sb}} a_o \Rightarrow H_{bo} = \frac{H_{so}}{H_{sb}}$$

La funzione di trasferimento bedrock - outcrop dipende dalle proprietà dello strato soprastante e dal rapporto di impedenza e dunque non si possono calcolare le caratteristiche del moto nel substrato indipendentemente dalle caratteristiche del mezzo soprastante. Così, se il moto all'outcrop può essere visto come vincolato dalle caratteristiche del sistema stratigrafico, il moto al bedrock è fortemente vincolato da tali caratteristiche.

È possibile però definire una forma chiusa per i valori massimi

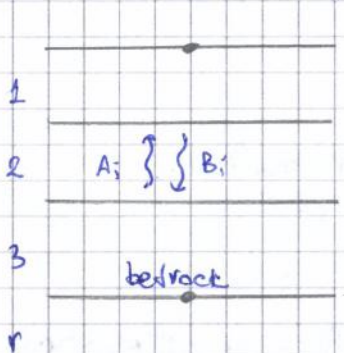
$$\bar{A}_{so, \max} = \frac{1}{\alpha_z + (2n+1) \frac{\pi D}{2}}, \quad n = 0; 1; 2; \dots$$

Alla frequenza fondamentale ($n=0$), si ha

$$\bar{A}_{so}(f_0) = \frac{1}{\alpha_z + \frac{\pi D}{2}}$$

Questa espressione evidenzia la combinazione di dissipazione intrinseca e dissipazione geometrica.

Amplificazione stratigrafica con più strati visco-elastici lineari



Un problema più vicino alla realtà prevede una stratificazione monodimensionale (piani di strato paralleli) costituita da strati visco-elastici omogenei poggianti su un substrato visco-elastico.

In questo caso, si può ripetere quanto eseguito in precedenza:

si rappresentano le forme d'onda che viaggiano in ogni strato, con ampiezza A_i e B_i , e si impongono le condizioni al contorno

→ ogni interfaccia, valgono congruenza ed equilibrio

→ alla superficie, la tensione tangenziale è nulla

In questo modo, si scrivono le funzioni di trasferimento per ciascuno strato, le si combinano e si ottiene la funzione di trasferimento che restituisce il moto sulla superficie rispetto all'outcrop.

↓ stesso concetto, espressione più complessa

Il risultato è un modello matematico che permette di avere la risposta di più strati viscoelastici lineari e il moto sia in superficie e sia negli altri punti (ottenuto in modo simile al moto al bedrock), dato il moto definito all'outcrop.

In questo modo, si definisce il **metodo lineare visco-elastico equivalente**:

tale metodo prevede di **individuare un mezzo visco-elastico avente un comportamento equivalente al sistema reale**.

Esso è un processo iterativo che si costituisce in più passi.

Ⓘ Si assumano i parametri alle piccole deformazioni

$$D = D_0 \quad G = G_0$$

Da qui si ricava il moto in ogni punto del sistema e, conseguentemente, il livello deformativo.

$$\gamma_1 = \frac{\partial u_1}{\partial z}$$

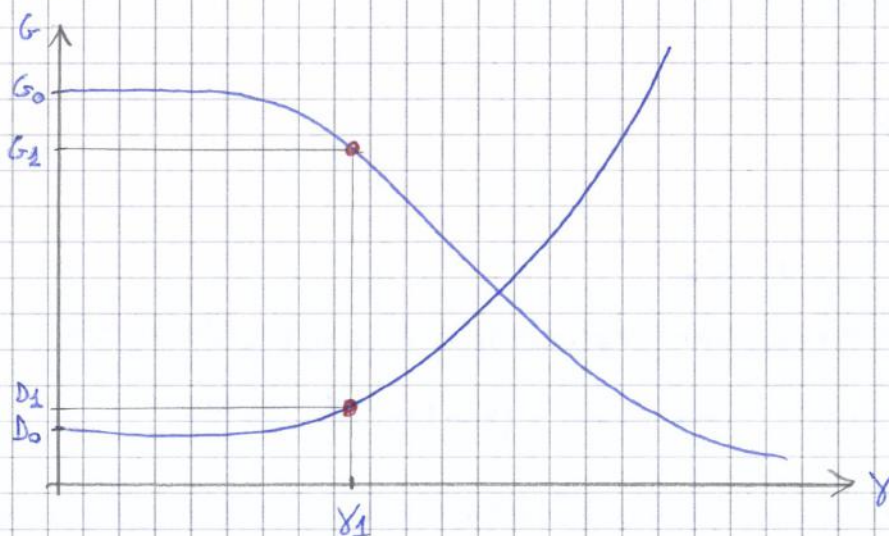
Se il livello deformativo definisce, nella curva di evoluzione dei parametri, dei valori G e D compatibili con quelli assunti all'inizio, i parametri sono corretti.

In caso contrario, occorre ripetere e si passa a Ⓡ.

Ⓡ Si assumano come parametri i valori corrispondenti al livello deformativo ottenuto in precedenza

$$D = D_1 \quad G = G_1$$

Da qui si applica un processo iterativo che porta velocemente a convergenza ossia, in pochi passi, le stime dei parametri differiscono poco. A convergenza, quei parametri potranno essere usati per caratterizzare il moto.



Sapendo che la deformazione vale

$$\gamma = \frac{du}{dz}$$

occorre ricavare la funzione spostamento: essa è una funzione armonica e, in condizioni di superficie libera, essa si esprime come

$$u(z; t) = 2A \cos(kz) e^{i\omega t}$$

Di questa, sono note

→ costante ω , associata all'eccitazione

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{0,75 [s]} = 8,38 \text{ rad/s}$$

→ costante k , associata al modulo G_0

$$k = \frac{\omega}{V_s} = \frac{8,38}{200} = 0,042$$

~~Si come il substrato è infinitamente rigido, al bedrock e outcrop il moto è lo stesso.~~

L'ampiezza A si ricava partendo dall'accelerazione

$$\ddot{u}(z; t) = -\omega^2 \cdot 2A \cos(kz) e^{i\omega t}$$

Imponendo $z=h$, si ottiene l'accelerazione al bedrock.

Sapendo che il substrato è rigido, il moto al bedrock e all'outcrop è lo stesso e dunque saranno uguali le ampiezze delle accelerazioni.

$$\ddot{u}(z=h; t) = -\omega^2 \cdot 2A \cos(kh) e^{i\omega t} = 0,01g e^{i\omega t}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow A &= \frac{0,01g}{\omega^2 - 2\cos(kh)} = \quad \rightarrow \text{non interessa il segno} \\ &= \frac{0,01 \cdot 9,81}{8,38^2 - 2 \cdot \cos(0,042 \cdot 25)} = 0,0016 \text{ m} = 1,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Da qui si può ricavare la deformazione.

$$\begin{aligned} \gamma(z; t) &= \frac{du}{dz} = \\ &= \frac{\partial}{\partial z} (2A \cos(kz) e^{i\omega t}) = -2Ak \sin(kz) e^{i\omega t} \end{aligned}$$

Nota il livello di deformazione rappresentativo, si ricava il modulo di taglio corrispondente.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} = \frac{1}{1 + \frac{5,89 \cdot 10^{-5}}{5 \cdot 10^{-6}}} = 0,91$$

$$\Rightarrow G = 0,91 G_0 = 0,91 \cdot 72 = 65 \text{ MPa} \neq 72 \text{ MPa}$$

Si come i valori sono diversi, si modificano i parametri.

ITERAZIONE (II)

Si adotta come modulo di riferimento

$$G_I = 65 \text{ MPa}$$

e si corregge la velocità al nuovo valore operativo.

$$V_{s,I} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = 190 \text{ ms}^{-1}$$

Ripetendo, si ottiene come valore a convergenza

$$V_S = 187 \text{ ms}^{-1}$$

OSSERVAZIONE: spessore degli strati



Quando lo spessore h degli strati è tale che

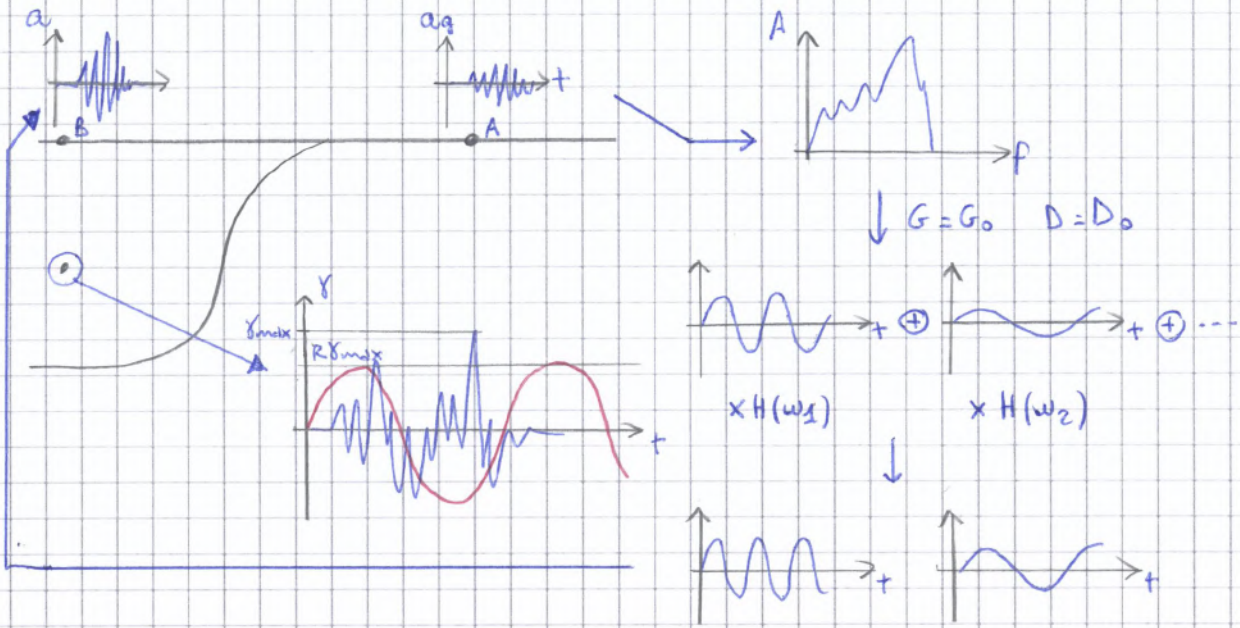
$$h \geq \frac{\lambda}{4} \quad \lambda = \text{valore alla prima iterazione}$$

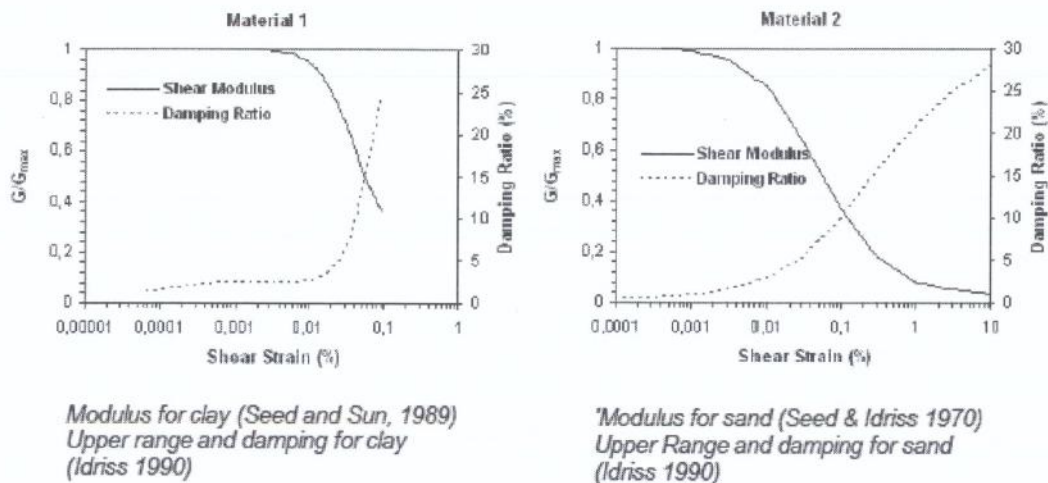
la deformazione valutata in mezz'aria non è più un valore rappresentativo.

Ad es., se $h = \lambda/2$, alla profondità $h/2$ si prende il valore massimo di deformazione, che non è rappresentativo.

Se poi la frequenza aumenta, la lunghezza d'onda è sempre più piccola e le variazioni sono sempre più importanti.

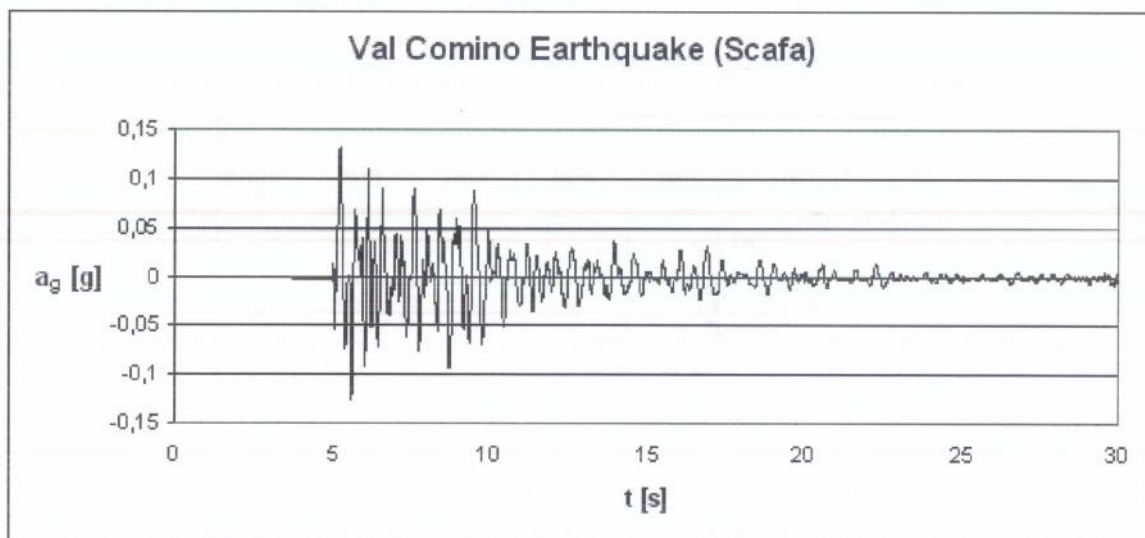
Di conseguenza, il valore non è più rappresentativo.





L'input sismico è il seguente.

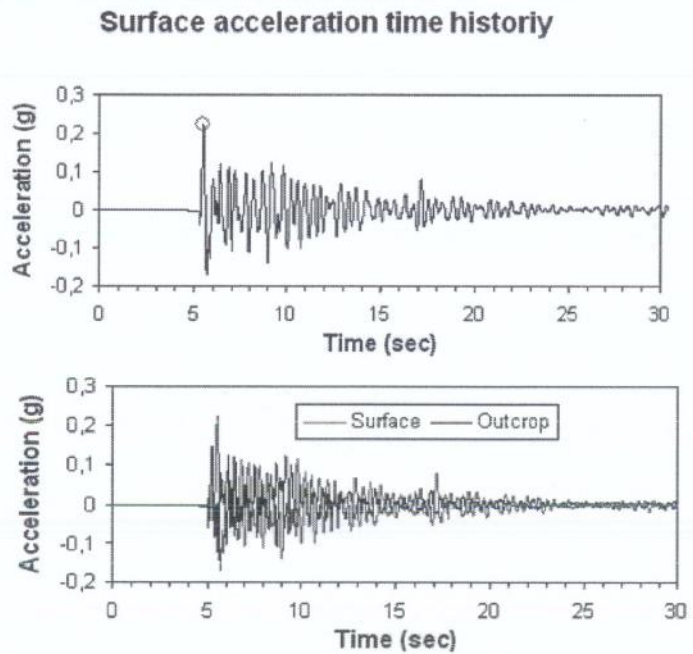
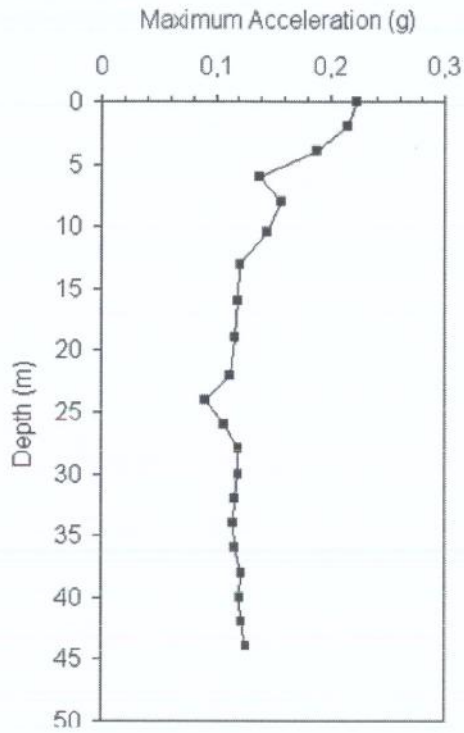
Input: Val Comino Earthquake (07 maggio 1984, ore 17:49:43);
 $M_w = 5,9$; $M_s = 5,9$; $R_{epi} = 63,638$ km;
 PGA = 0,133 g (N-S, corrected); Database: ITACA
 Station: Scafa (SCF); EC-8 site: A*; Topography: T₁



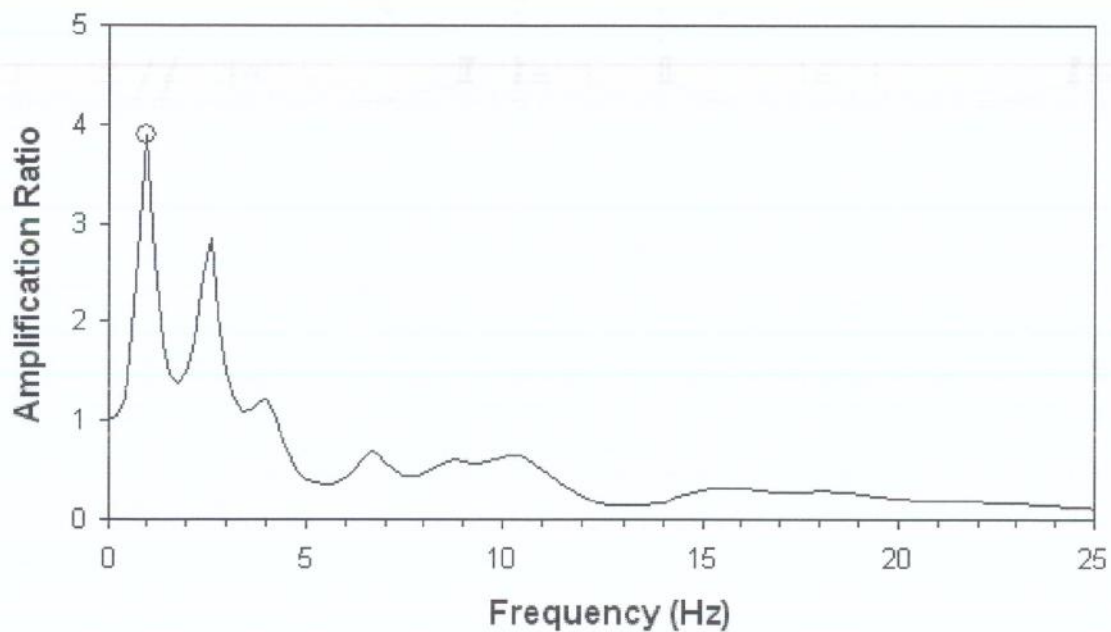
L'input sismico è applicato come input in corrispondenza dell'outcrop, effettuando una deconvoluzione in maniera automatica. Questo è specificato perché, rispetto all'applicazione del moto sismico all'interfaccia, la condizione è differente: in corrispondenza dell'outcrop, cioè dell'affioramento roccioso, avviene riflessione totale e lo scuotimento raddoppia. Viceversa, all'interfaccia la riflessione totale non avviene perché avviene solo trasmissione e lo scuotimento non è il doppio rispetto al moto incidente.

Nel caso si disponga di un moto registrato in profondità, è possibile considerare il moto in input come applicato direttamente all'interfaccia, mediante l'opzione *Inside*. Il problema è che questo tipo di moto non può essere applicato in maniera incondizionata a ogni stratigrafia perché esso è condizionato dalla specifica stratigrafia.

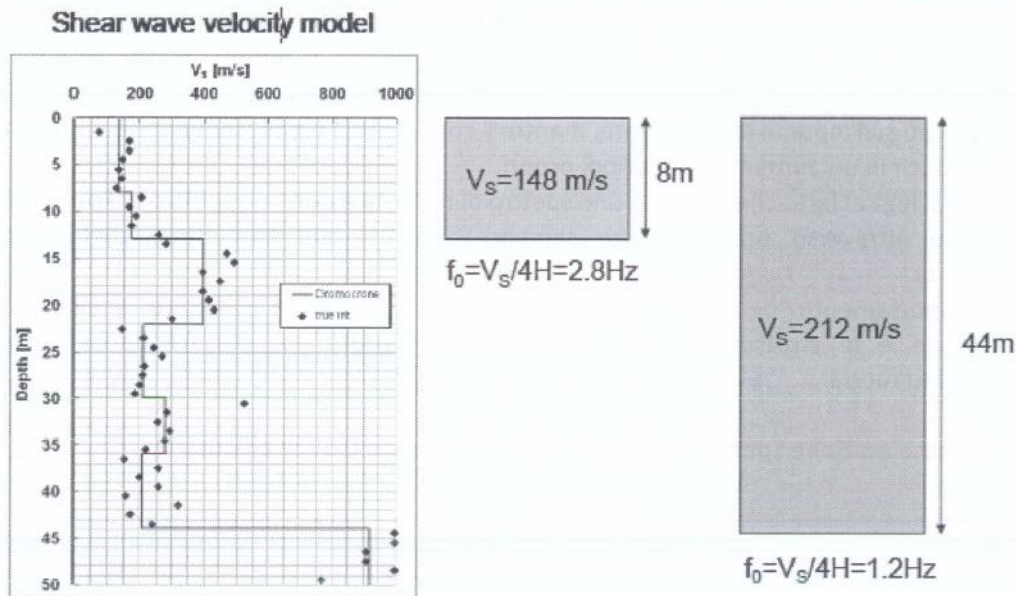
I risultati mostrano i profili assunti dai parametri meccanici alle diverse iterazioni, per un totale di 8 iterazioni.



La funzione di amplificazione non è semplice ed è condizionata dalla complessità stratigrafica. In particolare, è possibile notare che i primi modi non corrispondono a quelle che si avrebbero in un sistema semplice (dove, ad es., la seconda frequenza di risonanza f_2 è il triplo della prima f_1). La massima amplificazione si torva a 1 Hz e vale 3,89.



Confrontando gli spettri elastici o, meglio, gli spettri visco-elastici (nella struttura, si assume uno smorzamento pari al 5%), è possibile notare delle differenze.

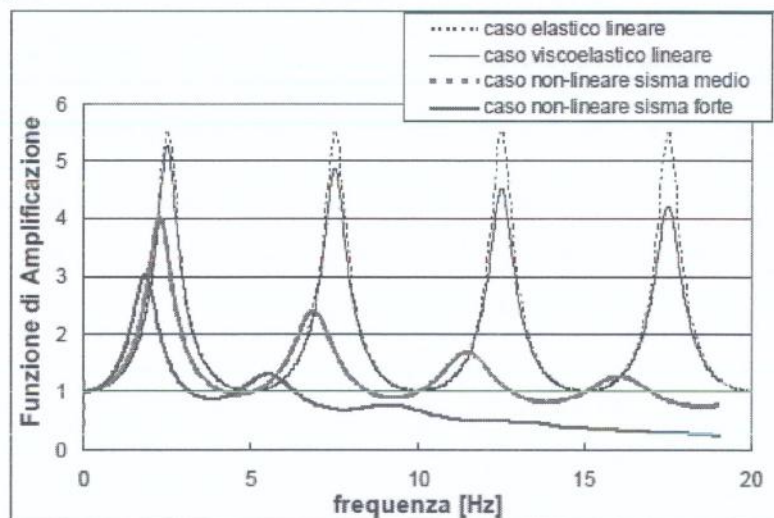


A questo punto, si valuta l'effetto della non linearità nell'analisi di risposta sismica locale con modello elastico lineare equivalente.

In presenza di un sistema costituito da un singolo strato che poggia su un substrato, la risposta elastica lineare di picco è valutata come $\frac{1}{\alpha_z}$, dove α_z è il rapporto di impedenza. In particolare, tutte le frequenze amplificano allo stesso modo.

Se si aggiunge anche lo smorzamento e si applica un modello visco-elastico lineare (in cui i parametri si mantengono costanti e pari al valore a piccole deformazioni), i picchi tendono a ridurre la loro ampiezza man mano che ci si muove verso frequenze maggiori.

Procedendo con un'analisi visco-elastica lineare equivalente, i parametri sono mantenuti costanti durante l'analisi e ora corrispondono al valore a convergenza del processo iterativo. La risposta sismica in termini di amplificazione ora dipende dall'intensità dell'input e non solo dalle caratteristiche del sistema. All'aumentare dell'intensità, infatti, si raggiungono livelli deformativi maggiori: ciò si traduce in un rapporto di smorzamento più grande, un diverso rapporto di impedenza e una diversa funzione di amplificazione, che tende a deamplificare in modo significativo le alte frequenze.



Il comportamento visto nel caso di un sistema costituito da un singolo strato può essere generalizzato.

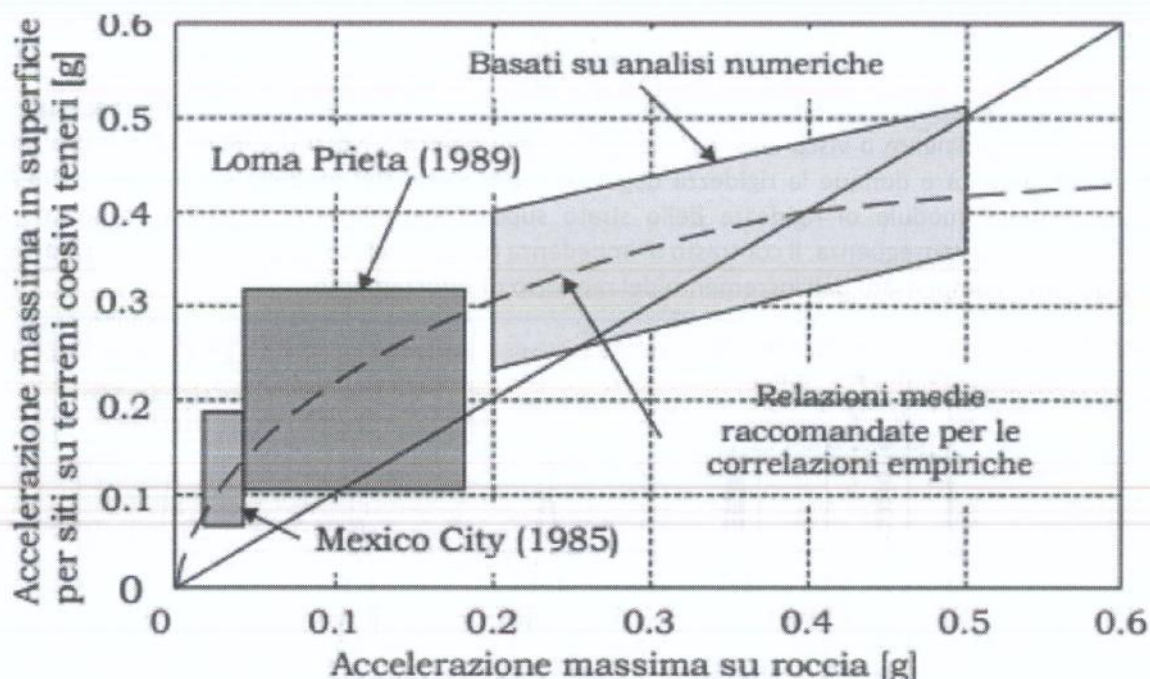
Si consideri un insieme di dati sperimentali, nei quali si evidenzia il rapporto di accelerazione massima sull'outcrop e l'accelerazione massima in superficie.

La curva continua corrisponde al rapporto 1:1, ossia alla situazione in cui non avviene amplificazione e il moto in superficie corrisponde al moto all'outcrop.

Se si includono registrazioni relative a diversi eventi, si possono individuare delle fasce.

Nel caso della Città del Messico, l'accelerazione che si osserva sul deposito è inferiore rispetto all'accelerazione sull'affioramento roccioso.

Si sono anche svolte delle analisi numeriche per valori elevati di accelerazione all'outcrop e si è notato che la non linearità del sistema tende a ridurre sempre di più la differenza tra le due accelerazioni. Al limite, per livelli molto elevati di sollecitazione e dunque per elevate deformazioni, si può attendere anche una deamplificazione, poiché a quel punto prevale l'effetto del rapporto di smorzamento.



Per vedere meglio l'effetto del decadimento del modulo di rigidezza e del rapporto di smorzamento, si consideri un sistema semplice costituito da uno strato e da un substrato, in cui la velocità di propagazione misurata in sito $V_{s,0}$ sia la stessa in entrambi gli strati. Tale ipotesi è sensata perché la velocità di propagazione a piccole deformazioni è funzione di tanti parametri e può essere simile tra le sabbie e le argille.

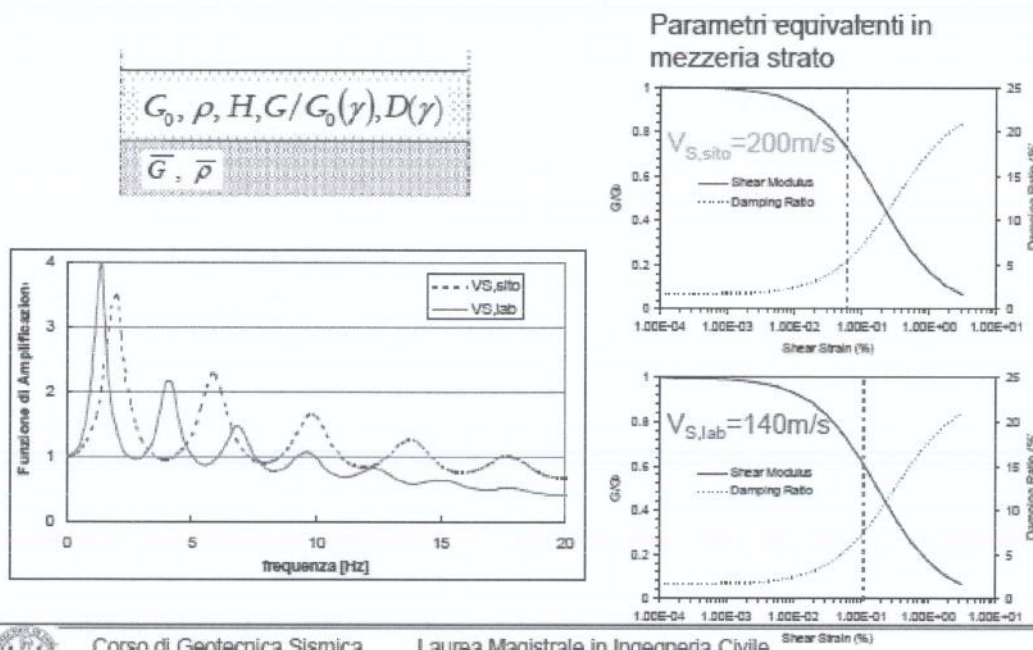
Lo strato superficiale è una volta in sabbia ($IP = 0$) e una volta in argilla ($IP = 100$).

In base a questo, la curva di risposta del materiale (curva di Darendeli) cambia e si modifica il comportamento non lineare del materiale, poiché la soglia di non linearità è inferiore nelle sabbie e superiore nelle argille.

Nel caso della sabbia, i parametri a convergenza sono i seguenti.

$$\frac{G}{G_0} = 0,4$$

Confronto amplificazione $G_{0,sito} - G_{0,lab}$



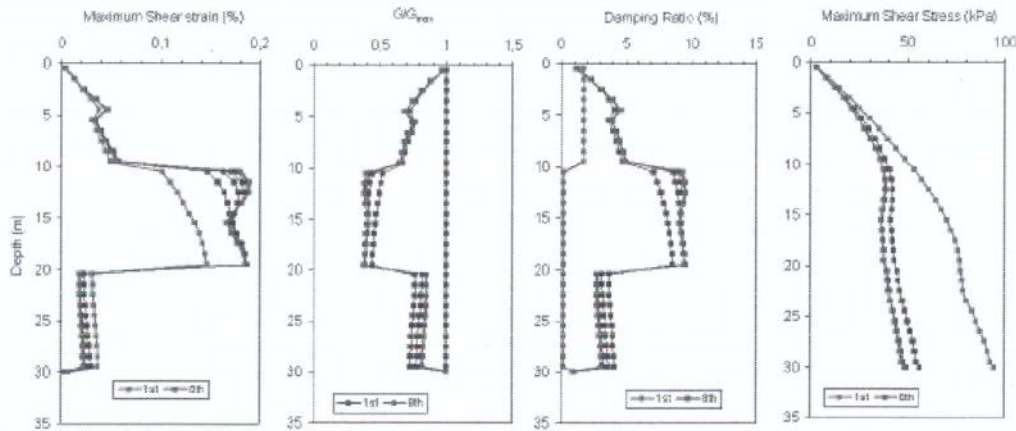
Inoltre, occorre tenere conto che queste considerazioni sono emerse nel caso di singolo strato, mentre i casi reali sono ben più complessi.

LIMITAZIONI DEL METODO VISCO-ELASTICO LINEARE EQUIVALENTE

- Una volta giunti a convergenza, si utilizzano valori di rigidezza e smorzamento durante l'intera simulazione dell'evento sismico, ma la parte finale dell'evento agisce su un sistema le cui proprietà sono variate.
- Per materiali molto deformabili in cui si producono deformazioni cicliche elevate, spesso avviene una sovrastima del rapporto di smorzamento e una conseguente sottostima dell'azione sismica. Pertanto, l'analisi deve essere spinta fino a una soglia del livello delle deformazioni.
- Criticità per depositi di terreno di elevato spessore.
Infatti, se lo strato è spesso, le tensioni tangenziali aumentano molto con la profondità ed è possibile individuare una fascia in cui il materiale è in condizioni prossime alla rottura. Tale condizione non può essere approssimata adeguatamente con il modello visco-elastico lineare, perché le deformazioni sono troppo elevate e si rischia di ottenere un'incongruenza nella risposta. In tal caso, occorre procedere con un'analisi non lineare.
- L'analisi è eseguita sempre in termini di tensioni totali, ignorando le sovrappressioni interstiziali.
- Impossibilità di tener conto di degradazione nel tempo (es. effetto del numero di cicli – specialmente a livelli deformativi superiori alla soglia volumetrica –, accumulo sovrappressioni interstiziali, etc.).

Per capire meglio il ruolo della deformabilità del terreno, si consideri il caso di un terreno molto deformabile, caratterizzato da una velocità di propagazione $V_{s,0}$ di 200 m/s e una certa curva di decadimento.

È possibile notare che, durante le iterazioni, il livello deformativo cresce sensibilmente (fino a 0,2%) e lo smorzamento arriva fino a 10%. Questo condiziona notevolmente il risultato e, a convergenza, si ottiene una situazione in cui il moto sismico è deamplificato molto.



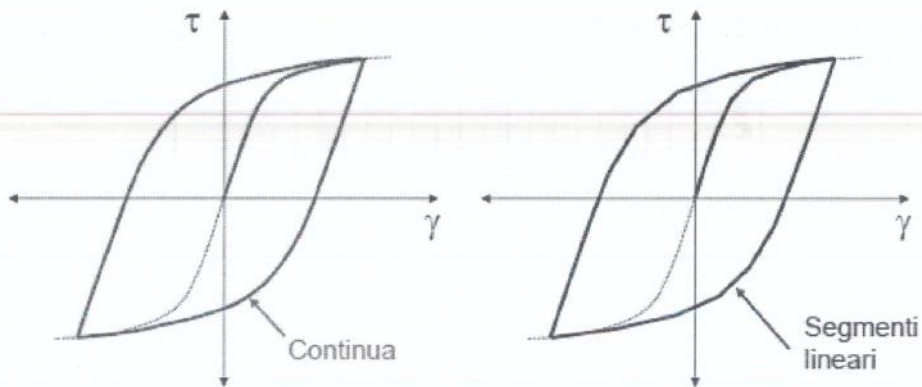
In caso di materiale deformabile, è allora conveniente fare riferimento a metodi di analisi non lineare, in cui si simula passo per passo la risposta del terreno alla storia delle accelerazioni, ossia si valuta la risposta istantanea del terreno tenendo conto della risposta non lineare.

In questo approccio, se il comportamento reale è caratterizzato da un tracciato continuo, nel modello si segue un comportamento approssimato in cui si schematizza la risposta reale attraverso una successione di comportamenti lineari.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g$$

Reale

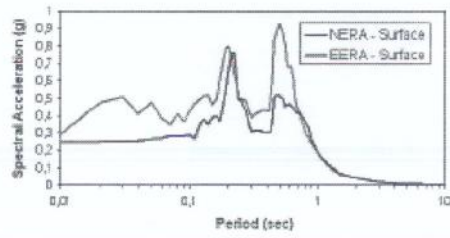
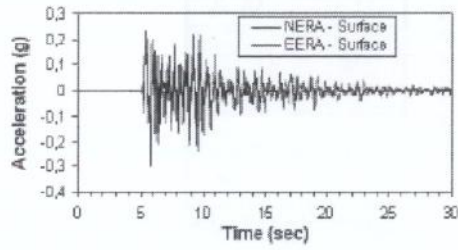
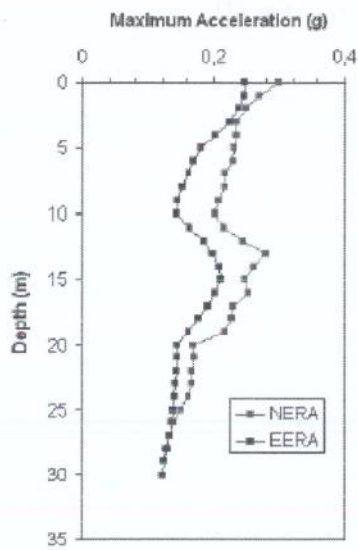
Approssimazione



A livello di software, il comportamento non lineare è implementato attraverso il modello a masse concentrate di Ewan. Tale modello prevede di schematizzare ogni strato del terreno attraverso una massa concentrata posta alla mezz'aria dello strato stesso. Le varie masse sono collegate attraverso molle e smorzatori non lineari, che permettono di riprodurre il comportamento a carico-scarico. In questo modo, si passa da un modello continuo a un modello discreto con molle e smorzatori.

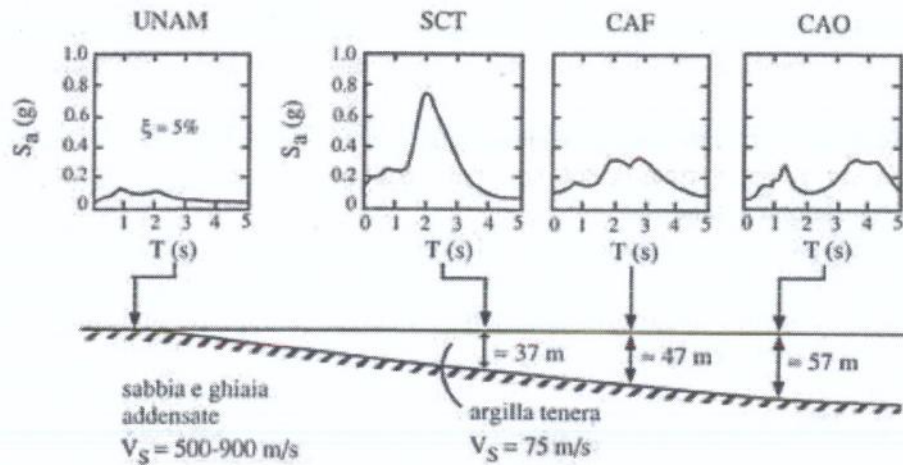
Confronto EERA vs NERA

$PGA_{EERA} = 0.248 \text{ g}$
 $PGA_{NERA} = 0.298 \text{ g}$

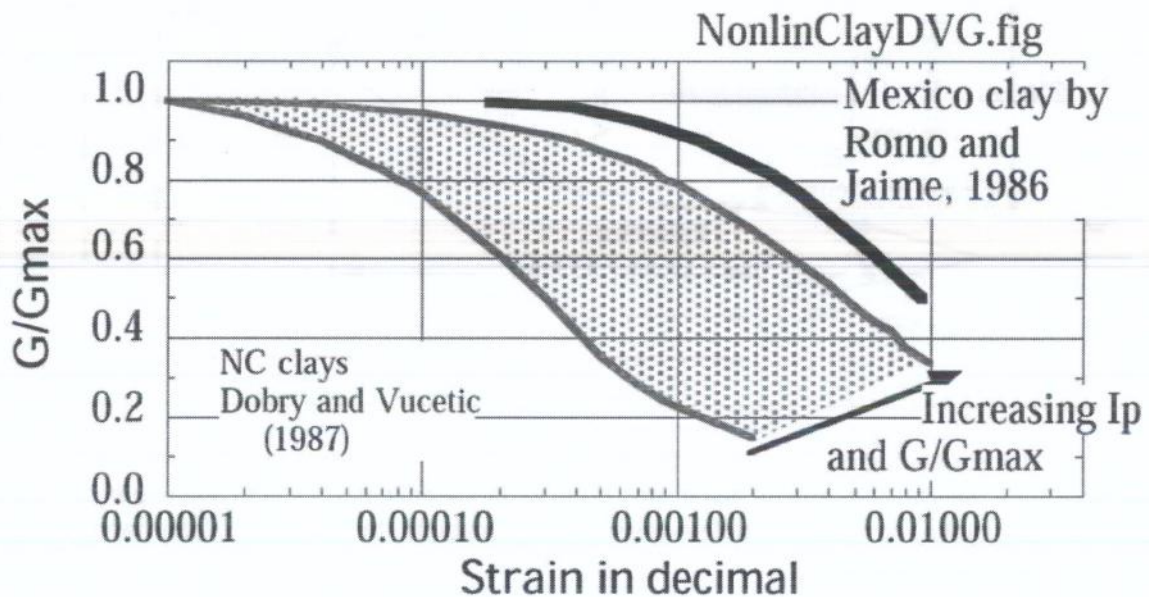


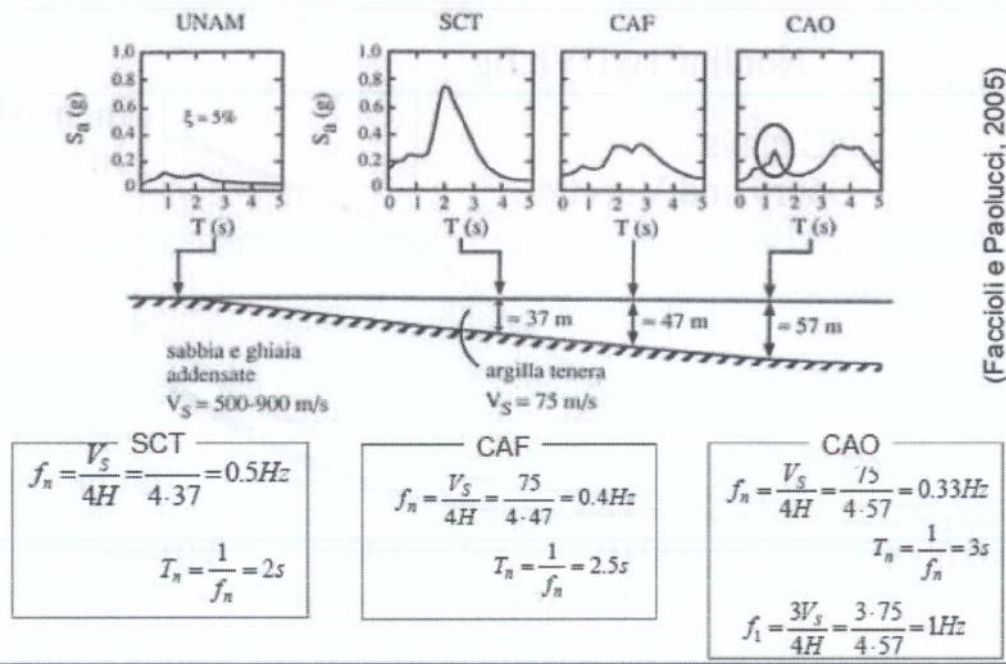
EERA: Maximum Spectral Acceleration = 0,764 g
NERA: Maximum Spectral Acceleration = 0,924 g

alluvionali a grana grossa sono molto più rigidi, con velocità variabili tra 500 e 900 m/s. Inoltre, il comportamento dinamico, espresso in termini di spettro di risposta, lungo il deposito lacustre varia sensibilmente.



Passando alla curva di variazione del modulo di rigidità, rispetto alla fascia di variazione dell'indice di plasticità tra 0 e 100, la curva caratteristica del materiale del deposito si colloca a destra, a causa dell'elevatissimo indice di plasticità, pari a circa 300. Ciò significa che la soglia di linearità è spostata molto verso destra e dunque, anche con livelli deformativi elevati, si rimane sempre in condizioni lineari e lo smorzamento è limitato.

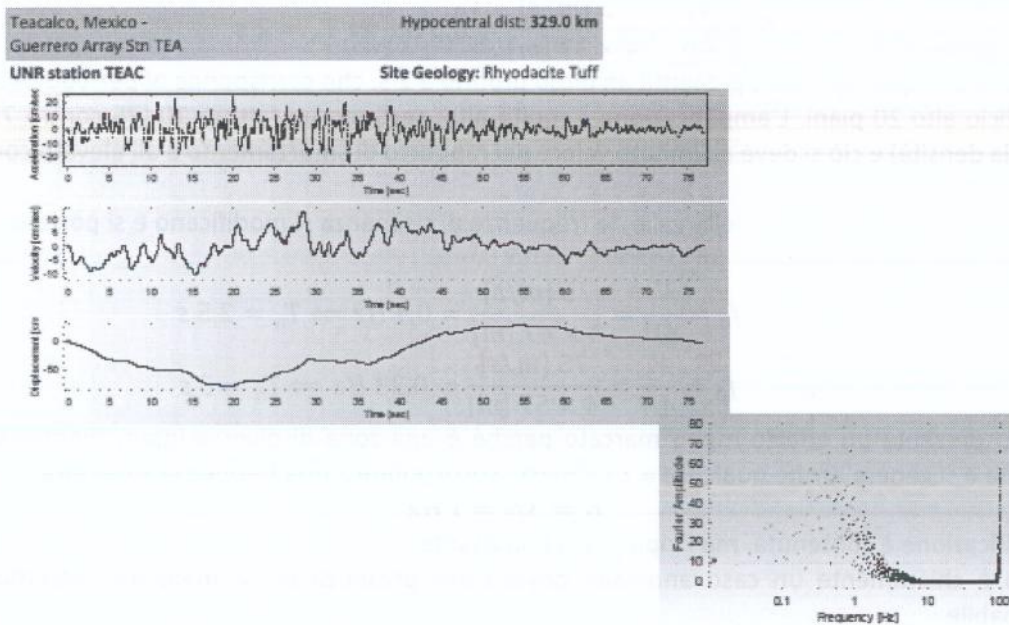




(Faccioli e Paolucci, 2005)

Sulla base di questi parametri, si è svolta un'analisi numerica introducendo i diversi input sismici presenti alla base del deposito e il risultato ha confermato che non esiste differenza tra il risultato ottenuto con analisi lineare e il risultato ottenuto con analisi non lineare, poiché il materiale si tiene al di sotto della soglia di linearità.

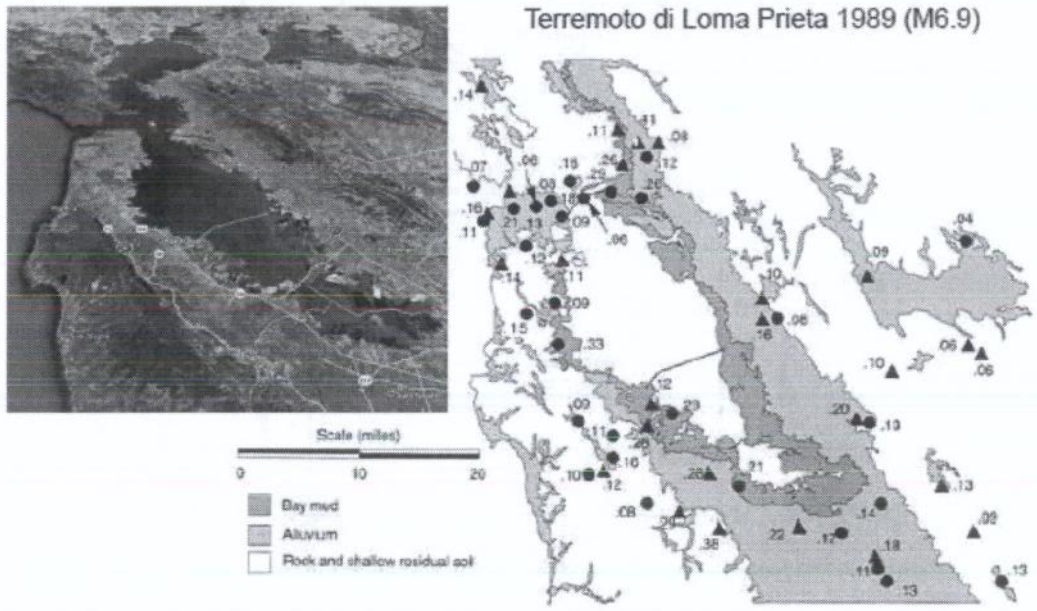
Simulazione numerica



ESEMPIO APPLICATIVO: BAIJA DI SAN FRANCISCO

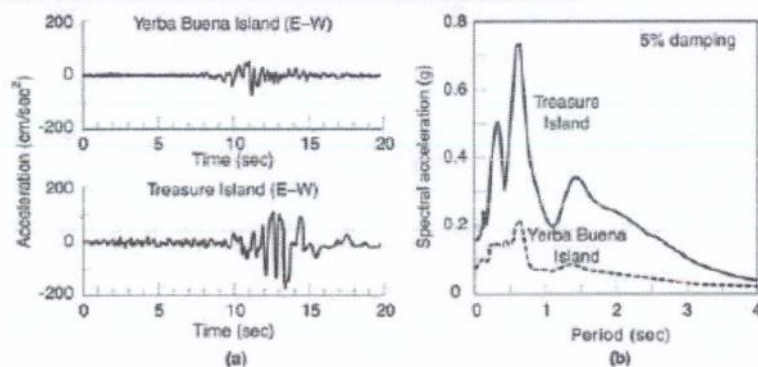
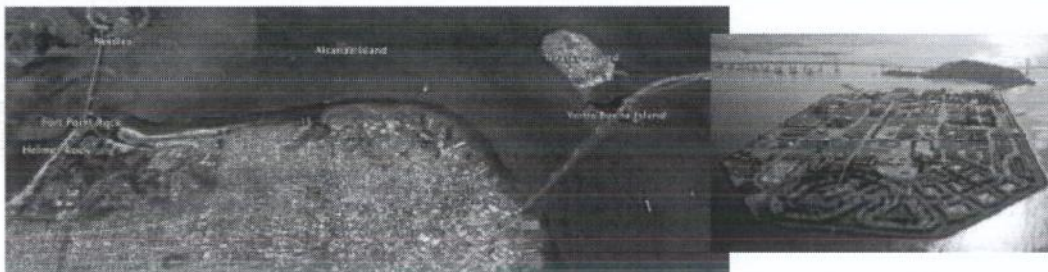
Rispetto al caso della Città del Messico, questa è una situazione diametralmente opposta, in quanto la città poggia su un terreno su un substrato rigido relativamente superficiale.

D'altra parte, la baia è chiusa e tende a riempirsi di materiale fine e sono presenti zone paludose.



Nella zona di baia, sono presenti uno scoglio roccioso e un'isola artificiale. Quest'ultima, è costituita da materiale poco addensato e giovane e dunque privo di cementazione.

In effetti, pur essendo molto vicini, i due siti hanno sperimentato valori molto diversi di accelerazione e spettro di risposta.



Per questo motivo, è stato realizzato un downhole array nell'isola artificiale, in cui si sono valutate le registrazioni alle diverse profondità. Siccome è presente uno strato più deformabile in superficie, questo produce un'amplificazione.

La prova ha inoltre prodotto una funzione di trasferimento empirica, la quale presenta in maniera sistematica delle frequenze di risonanza, con picchi inizialmente elevati perchè, nella funzione di

ASPETTI NORMATIVI

Le informazioni pregresse rappresentano la base per la formulazione di un metodo basilare, in quanto si seguono procedure classiche per le strutture semplici, che si articolano in caratterizzazione e selezione dei dati in input. Per le strutture complesse, invece, questo non è necessario perché si procede direttamente alla verifica di risposta sismica locale.

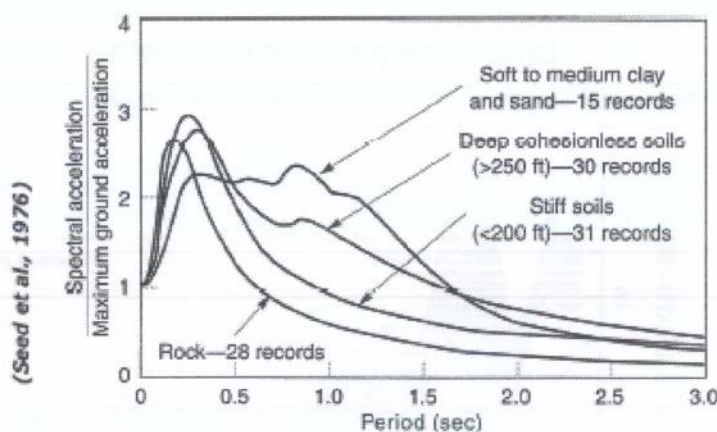
La normativa si basa sulla prerogativa secondo la quale non sempre è possibile eseguire uno studio di risposta sismica locale.

Pertanto, la normativa suggerisce un metodo alternativo all'analisi di risposta sismica locale basandosi sull'osservazione che le alterazioni del segnale sismico presentano una certa ripetitività in funzione delle caratteristiche del suolo.

Sono così stati proposti degli spettri di risposta normalizzati rispetto alla PGA (così si rimuove l'effetto di variazione dell'entità dell'accelerazione e si mantiene soltanto l'effetto sulla variazione di forma dello spettro di risposta) per diverse tipologie di terreno.

Passando dalla roccia verso terreni sempre più deformabili, si osserva una deamplificazione maggiore e una traslazione del picco verso i periodi elevati, siccome il suolo amplifica le basse frequenze e deamplifica le alte frequenze.

Spettro di risposta



Alla luce di questo, la normativa si basa sulla proprietà secondo la quale, in un terreno a elevata deformabilità, aumenta l'accelerazione di picco al suolo e lo spettro di risposta si modifica, amplificando soprattutto gli elevati periodi propri.

Come si potrebbe rappresentare sinteticamente la deformabilità del terreno?

Il parametro descrittivo è il modulo di rigidità a taglio G o, equivalentemente, la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

D'altra parte, tale grandezza varia con la profondità poiché è influenzata dalla stratigrafia e dalle condizioni di confinamento.

È possibile tenere conto della variabilità valutando un parametro medio di velocità di propagazione delle onde di taglio.

In particolare, non si fa riferimento né a una media aritmetica né a una media pesata, bensì si realizza uno strato omogeneo equivalente, avente spessore pari allo spessore reale della stratigrafia e una

soggette a importante degradazione ciclica per effetto della distruzione della struttura dell'argilla e per sensibilità alla liquefazione.

Nei casi ordinari (suolo di categoria A, B, C, D o E), è possibile applicare un metodo semplificato. Tale metodo prevede di definire un fattore di amplificazione S (variabile tra 1 e 1,6) che, applicato sullo spettro di risposta relativo al substrato, amplifica l'azione sismica. A questo si aggiunge una correzione C_c ai periodi propri di riferimento, che determina uno spostamento dello spettro di risposta verso destra.

Spettro di risposta elastico di normativa

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

$$T_C = C_c \cdot T_C^* \quad T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad T_B = T_C / 3$$

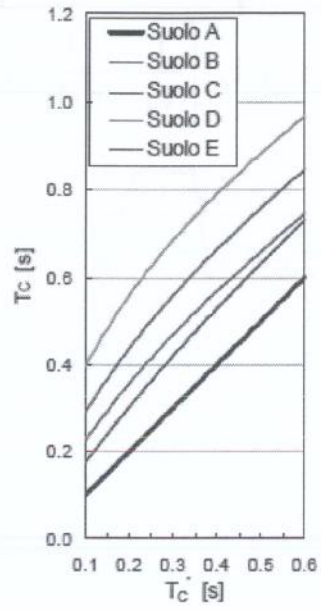
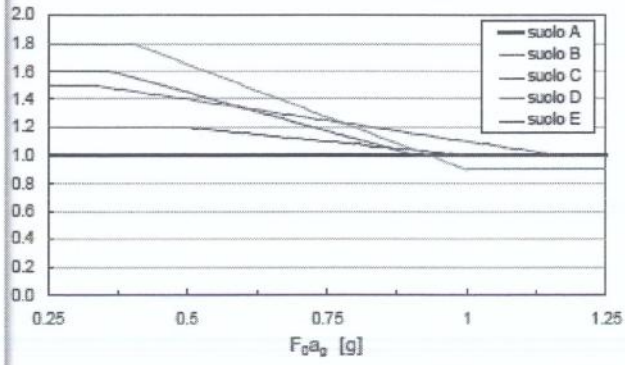
Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

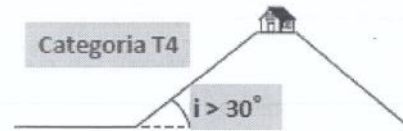
$$a_{max} = S a_g = S_s S_T a_g$$

Amplificazione stratigrafica:

$$S_S = f_z(V_{S,30}; F_0 a_g / g) [0.90 \div 1.8]$$

Influenza della non-linearità





Il coefficiente si applica a strutture erette sopra o in vicinanza di pendii o rilievi e decresce linearmente con l'altezza del versante fino alla base, dove si ha

$$S_T = 1$$

Il coefficiente di amplificazione topografica è un fattore geometrico, che si combina insieme con quello stratigrafico.

Cosa succede IN PRESENZA DI FLUIDO INTERSTIZIALE?

Se il carico è applicato lentamente, si opera in condizioni drenate e c'è la possibilità di passare verso la condizione addensata senza generare sovrappressioni interstiziali.

Siccome lo scuotimento è applicato con alta frequenza e velocità, i granuli tendono ad andare verso la configurazione di massima addensamento ma devono così occupare lo spazio attualmente occupato dal fluido interstiziale che, per concederle, deve allontanarsi. Il problema è che l'allontanamento non è contestuale all'applicazione del carico e dunque il fluido impedisce l'occupazione (costituisce un vincolo cinematico).

Per impedirlo, il fluido si carica con una sovrappressione interstiziale.

Un fenomeno analogo si vede nelle argille sotto carichi statici, mentre nei materiali a elevata permeabilità la sovrappressione si annulla immediatamente.

Pertanto, il concetto è lo stesso ma cambia la scala dei tempi di applicazione dei carichi:

ora, le frequenze sono su 5-10 Hz e dunque i carichi sono applicati in frazioni di secondo.

Di fatto, i carichi sono così rapidi che **le sovrappressioni interstiziali non possono annullarsi immediatamente.**

Per effetto delle sovrappressioni, la pressione cui il fluido è soggetto è

$$u = u_0 + \Delta u$$

Siccome la pressione aumenta, la tensione di contatto tra le particelle si riduce e ciò si traduce in una **RIDUZIONE DELLE TENSIONI EFFICACI.**

$$\sigma' = \sigma - u$$

Questo è importante perché, secondo il principio di Terzaghi, tutti gli effetti misurabili su un terreno (resistenza e deformabilità) sono legati a variazioni di tensioni efficaci e non di tensioni totali.

Infatti, durante il sisma, le pressioni crescono e possono annullare le tensioni efficaci, quando eguagliano la tensione iniziale.

$$\Delta u = \sigma \Rightarrow \sigma' = 0$$

Condizione di liquefazione

In questa situazione, le particelle non sono più in contatto e non sono in grado di trasferire il carico con continuità, ottenendo in pratica una sospensione.

Si parla così di **liquefazione**, poiché qui non si trova più il comportamento di un solido con fluido interstiziale, bensì quello di un fluido con particelle sospese. In altri termini, a governare è il comportamento del fluido.

In particolare, in un materiale non coesivo, dove

$$\tau_R = E' \tan \varphi'$$

all'annullamento delle tensioni efficaci, non c'è più resistenza a taglio e questo è coerente con l'idea che il materiale si comporti come un fluido.

A livello pratico, se un deposito sabbioso è soggetto a un carico che è compatibile con la resistenza in condizioni statiche (non si raggiunge la capacità portante) ma applicato in modo ciclico, la struttura tende a sprofondare e a inclinarsi, per effetto delle eccentricità dei carichi. Questo accade perché le tensioni tangenziali mobilitate si riducono e, a un certo punto, queste non sono più sufficienti e la struttura collassa per assenza di capacità portante.

Tra l'altro, questa è una situazione temporanea:

una volta passato il sisma, la sovrappressione si diffonde nella zona circostante e si innesca un fenomeno di dispersione, che porta ad annullare le sovrappressioni.

In questo modo,

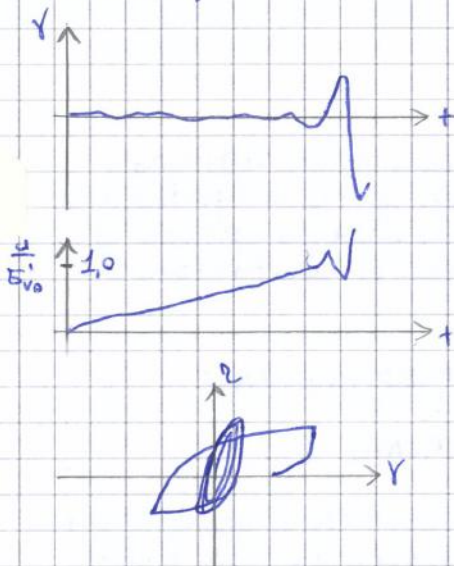
$$u \rightarrow u_0 \quad \text{e} \quad E' \rightarrow E'_0$$

cioè si recuperano tensioni efficaci e resistenza. Il problema è che, anche se la perdita di capacità portante è temporanea, possono occorrere danni permanenti.

COMPORTAMENTO DELLE SABBIE

Innanzitutto, il problema non si pone nelle argille perché in esse intervengono dei legami interparticellari (interazioni elettrochimiche) che, anche se non equiparabili a un legame di cementazione, sono in grado di impedire il moto libero delle particelle. Pertanto, in presenza di uno scuotimento, non avviene il processo di addensamento.

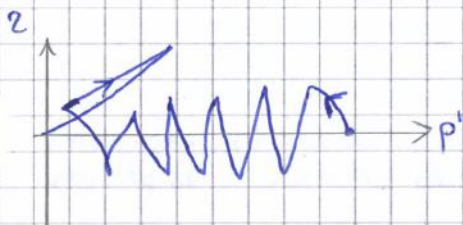
Tornando alle sabbie sciolte, il comportamento di liquefazione si evidenzia attraverso prove di laboratorio (prove di taglio-torsione ciclica)



A livello di deformazioni, il comportamento è stabile nella prima fase. Valutando l'andamento delle sovrappressioni, queste crescono poiché il campione tende ad addensarsi, fino al valore

$$\frac{u}{E_{vo}} = 1$$

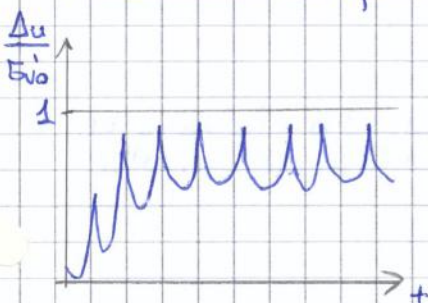
In quella situazione, il materiale non è più stabile e si liquefa, con conseguente picca delle deformazioni. Nel diagramma tensioni-deformazioni, la liquefazione si traduce in una perdita di rigidità e di resistenza.



Valutando per lo stress path nel piano $p'-z$, la prova parte da un certo stato tensionale in cella. In seguito, per effetto dell'incremento della pressione interstiziale, la tensione media p' diminuisce e lo stress path si sposta verso sinistra. Infine, questo giunge alla condizione di rottura e lì ci si muove lungo una retta.

Passando alle sabbie dense, queste sono in grado di superare un numero molto maggiore di cicli.

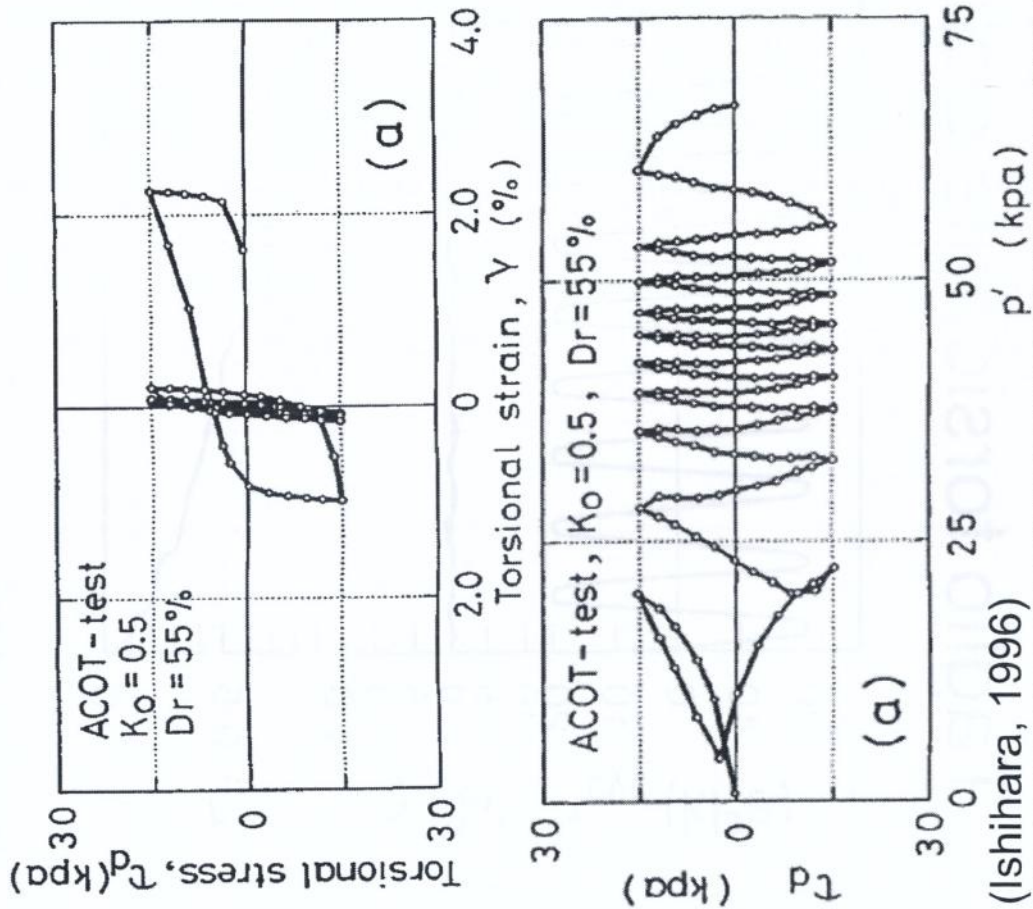
In fatti, quando il materiale è denso e tende a essere compattato, insorge la dilatazione che determina una sovrappressione negativa e scarica l'accumulo di sovrappressione per effetto della compattazione.



Così la pressione interstiziale presenta una crescita nei picchi ma poi questi si riducono per effetto della dilatazione nei cicli. L'effetto globale è che non si avrà mai

$$\Delta u = 0$$

Taglio torsionale ciclico

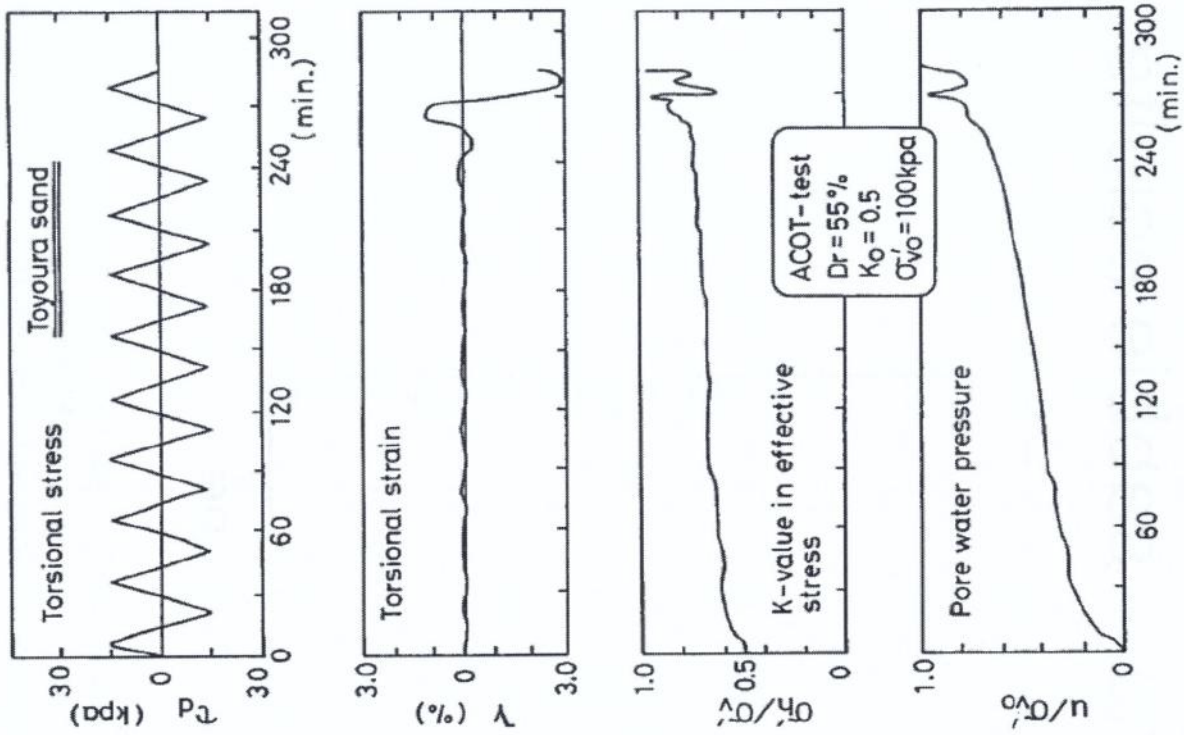


(Ishihara, 1996)

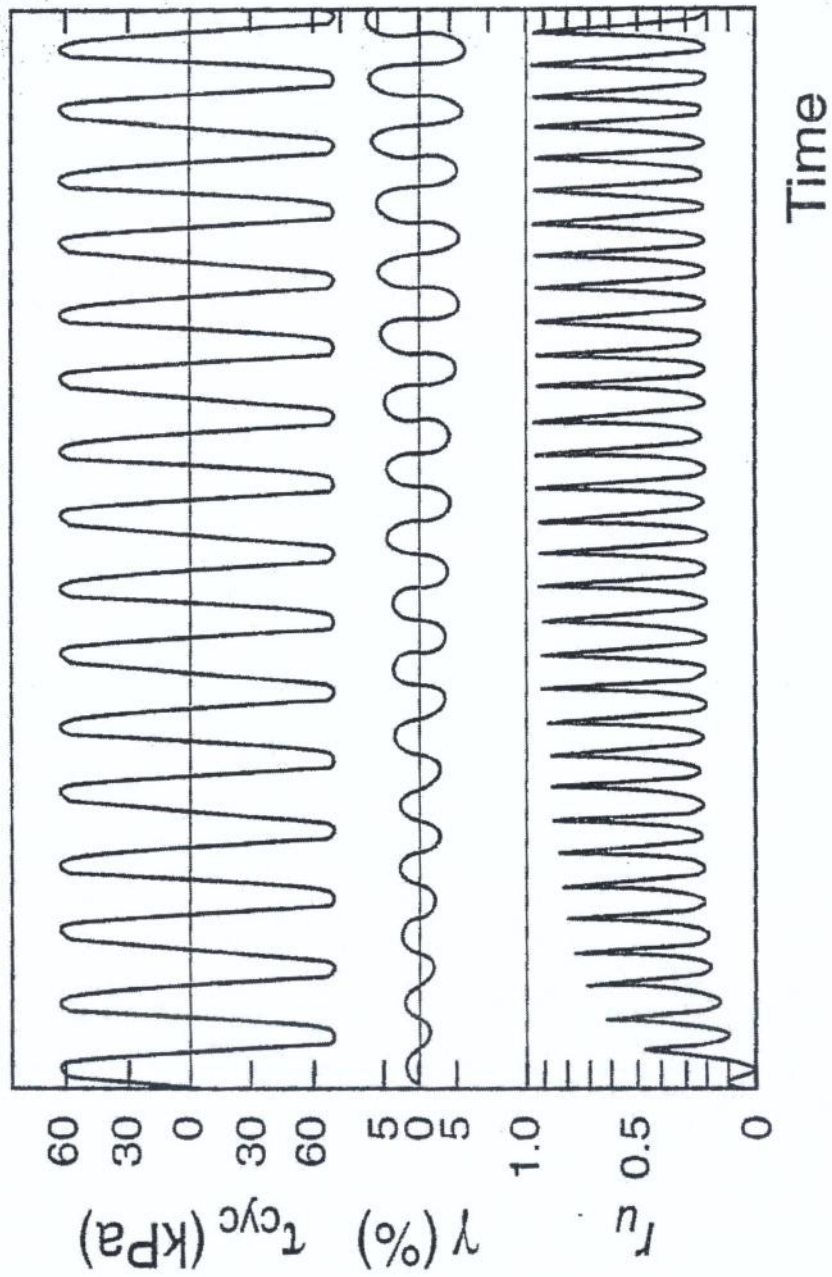
Corso di Geotecnica Sismica
Sebastiano Foti ©2015



Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica



Taglio torsionale ciclico – sabbie dense



(Kramer, 1996)



Corso di Geotecnica Sismica
Sebastiano Foti ©2015

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica

Verifica a liquefazione

I metodi di verifica prevedono di confrontare la capacità del sistema a resistere nei confronti del fenomeno di liquefazione e la sollecitazione e indotta dal fenomeno di liquefazione.

I metodi di verifica si dividono in più classi

- METODI EMPIRICI, basati su prove di laboratorio e prove in sito
- ANALISI SEMPLIFICATE, in cui la sovrappressione è legata ai livelli deformativi tramite correlazioni.
- ANALISI AVANZATE con codici agli elementi finiti per valutare l'evoluzione delle sovrappressioni interstiziali.

In questo ambito, ci si focalizza sui **metodi empirici**.

I metodi empirici prevedono di assimilare la storia temporale delle sollecitazioni indotte dall'evento sismico a una sollecitazione ciclica di ampiezza costante e se ne confronta l'ampiezza con un parametro di resistenza ciclica, ottenuta tramite osservazione empirica delle condizioni che hanno portato a fenomeni di liquefazione in passato. Di fatto, si definiscono 2 variabili

- **Cyclic Stress Ratio CSR**, che è la sollecitazione ciclica indotta dal terremoto.
- **Cyclic Resistance Ratio CRR**, che è la resistenza ciclica a liquefazione.

Si fa riferimento alla natura ciclica delle sollecitazioni indotte dal terremoto perché la ciclicità porta ad addensamento e quindi alla tendenza a liquefazione.

Se la domanda CSR supera la capacità CRR, si assume in modo deterministico che avvenga liquefazione.

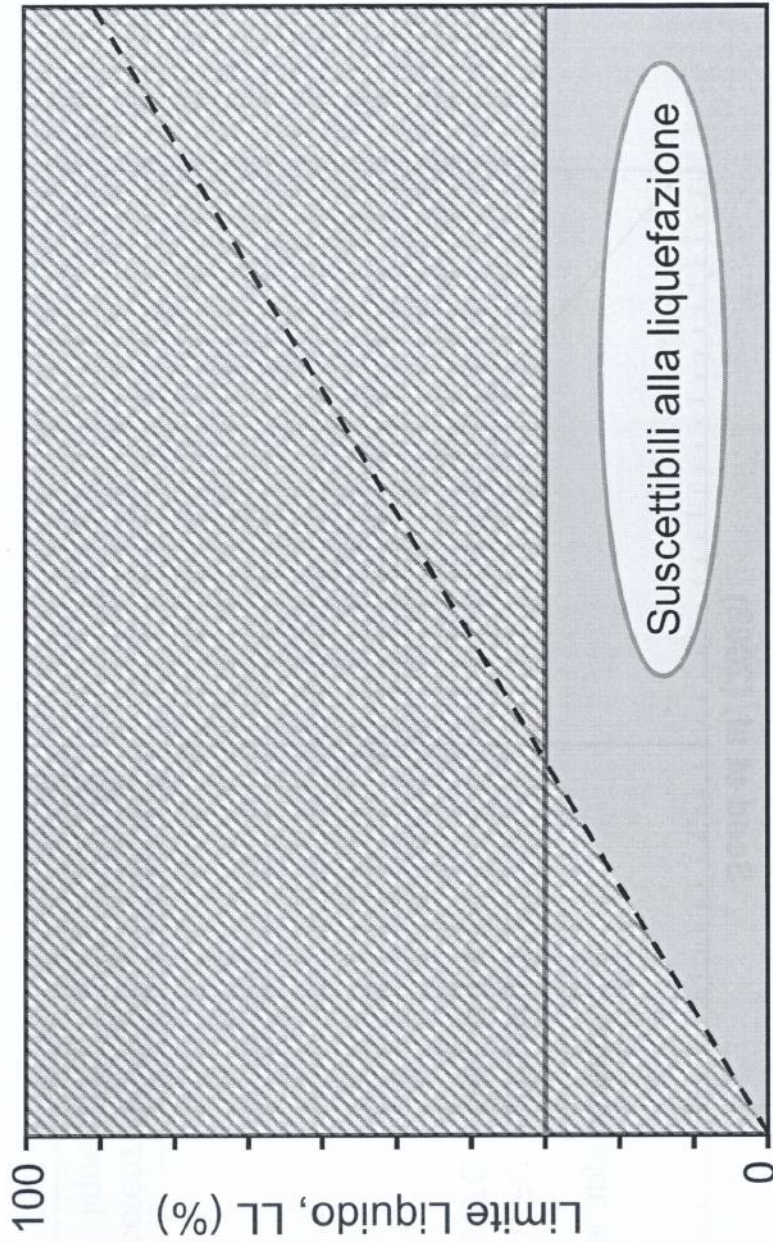
In base a questo, si definisce il **fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione FSL** come

$$FSL = \frac{CRR}{CSR}$$

Si nota che la valutazione della sicurezza è fatta secondo l'approccio del Fattore globale di sicurezza senza differenziazione perché si sta studiando solo il terreno e non l'interazione con le strutture.

Criteri Cinesi:

- frazione di materiale con particelle di diametro $d \leq 0.005$ mm minore del 15%
- limite liquido $LL \leq 35\%$
- contenuto d'acqua naturale $\geq 0.9 LL$
- indice di liquidità ≤ 0.75



Contenuto d'acqua naturale, w (%)



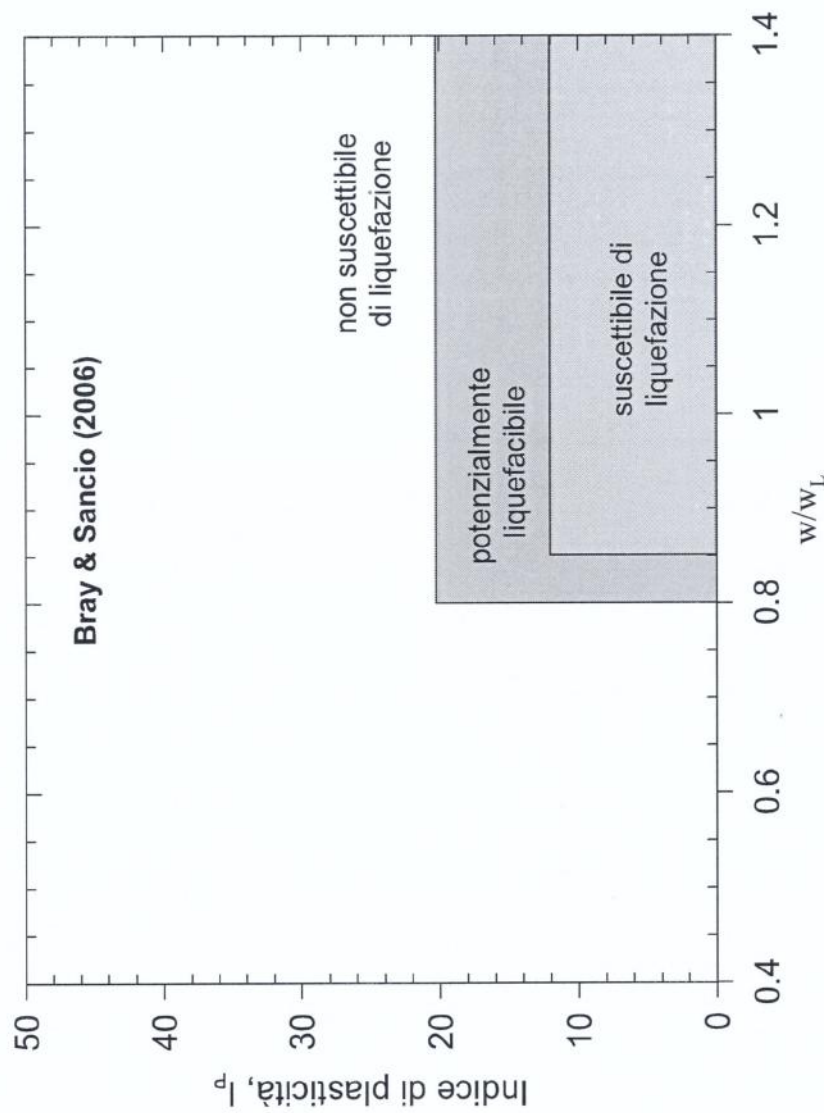
Corso di Geotecnica Sismica
Sebastiano Foti ©2015

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica

Metodi empirici

Bray e Sancio (2006) individuano sulla base dell'indice di plasticità I_P due categorie di terreni a grana fina:

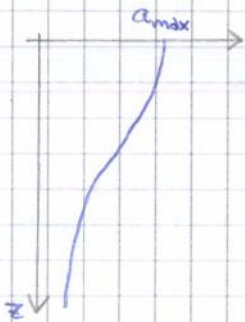
- a comportamento *sand-like* ($I_P < 7$)
- a comportamento *clay-like* ($I_P > 7$)



Si ricava dunque la tensione tangenziale massima

$$\begin{aligned} \tau_{\max} &= \rho z \bar{a}_{\max} = \\ &= \frac{\gamma}{g} z \bar{a}_{\max} = \\ &= \gamma z \cdot \frac{\bar{a}_{\max}}{g} = \sigma_{v0} \frac{\bar{a}_{\max}}{g} \end{aligned}$$

σ_{v0} = tensione geostatica totale valutata alla quota di interesse



A questo punto, il problema è valutare la massima accelerazione rappresentativa \bar{a}_{\max} perché l'accelerazione varia con la profondità.

Si potrebbe fare riferimento all'accelerazione massima a_{\max} sulla superficie libera ma, in tal caso, occorrerebbe tenere conto che vicino alla superficie libera avviene riflessione totale e un incremento di accelerazione.

Il valore rappresentativo è qualcosa di intermedio e di ridotto rispetto al valore in superficie, con una riduzione sempre più marcata man mano che si va in profondità con la colonna.

Pertanto, se si vuole fare riferimento al valore in superficie a_{\max} , occorre introdurre un fattore correttivo r_d dipendente dalla profondità e che tiene conto della variazione di accelerazione con la profondità.

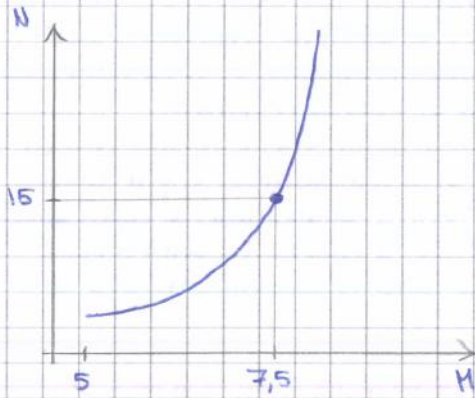
$$r_d = \begin{cases} 1 - 0,00765 z & z < 9,15 \text{ m} \\ 1,174 - 0,0267 z & 9,15 \text{ m} < z < 23 \text{ m} \end{cases}$$

Si può così esprimere lo stato tensionale massimo in profondità rispetto all'accelerazione massima in superficie.

$$\tau_{\max} = \sigma_{v0} \frac{a_{\max}}{g} r_d$$

Legame tensione massima - accelerazione massima in superficie

D'altra parte, nella definizione della sollecitazione ciclica equivalente, occorre anche stabilire il NUMERO DI CICLI, che sia rappresentativo della durata della sollecitazione irregolare.



È noto che, nei sismi, la durata è direttamente legata alla durata.
 Pertanto, si è costruita una correlazione empirica tra il numero di cicli che produce lo stesso effetto della sollecitazione irregolare in termini di liquefazione (cicli con ampiezza $0,65 \cdot 2 \cdot \max$) e magnitudo.
 La correlazione parte da magnitudo 5 perché, al di sotto di essa, la storia delle sollecitazioni diventa troppo breve e non permette un accumulo sostanziale di sovrappressioni e così non avviene il fenomeno di liquefazione.

In media, all'aumentare della magnitudo, è maggiore il numero di cicli equivalenti.

La curva è tarata su un valore di riferimento:

a magnitudo 7,5, corrispondono 15 cicli di ampiezza pari a 0,65 volte l'ampiezza della sollecitazione massima per produrre lo stesso effetto.

In questo modo, si è definita la storia tensionale equivalente, con un'ampiezza descritta da CSR e un numero di cicli legato alla magnitudo attesa.

Questa storia rappresenta il riferimento per le verifiche.

3 Valutazione del rapporto ciclico di resistenza CSR

Essa è la resistenza del terreno nei confronti del fenomeno di liquefazione.

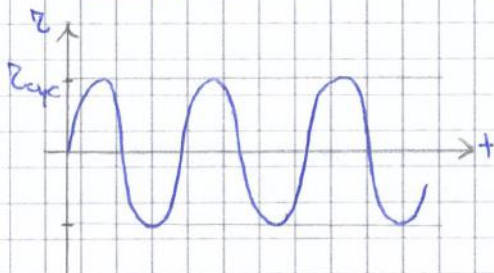
PROVE DI LABORATORIO

Il principio prevede di prelevare un campione di terreno e assoggettarlo in laboratorio a una prova di taglio o a una prova triassiale ciclica a drenaggio chiuso fino a portarla a liquefazione.

Si potrebbe assoggettare il campione alla storia tensionale definita nell'analisi del CSR e valutare l'evoluzione delle sovrappressioni interstiziali. Se queste, a un certo punto, annullano le tensioni efficaci, allora avviene liquefazione.

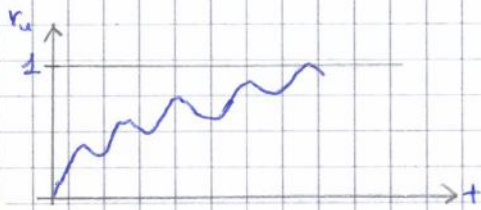
Questo è un approccio empirico di verifica che non consente di valutare il fattore di sicurezza. Infatti, con questo sistema, è possibile prevedere se avviene o meno liquefazione in una certa configurazione ma non si può conoscere il margine di sicurezza (magari, non avviene liquefazione ma si è vicini al limite).

Pertanto, invece di valutare il comportamento sotto CSR, si esplora il range di valori di tensione possibili e, per ciascuno di essi, si valuta il numero di cicli che porta a liquefazione.



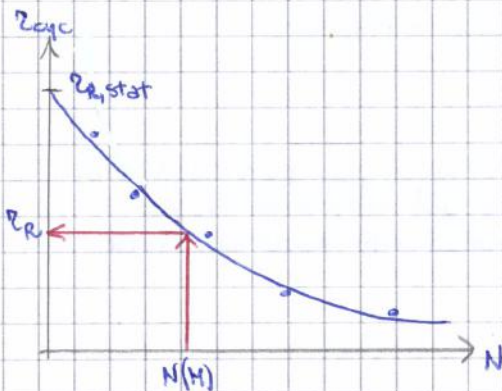
In ciascuna prova, si applica una sollecitazione ciclica secondo un valore fissato τ_{cyc} .

Durante la prova, si valuta l'evoluzione del parametro



$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma_{v0}}$$

dove σ_{v0} è il livello di confinamento applicato (simile a quella in sito).
Quando r_u è uguale a 1, avviene liquefazione e il numero di cicli corrispondente è il numero di cicli che il campione può sopportare.



Per valutare la resistenza del terreno, si esegue la prova per diversi livelli di sollecitazione τ_{cyc} .
Si nota che, al diminuire della sollecitazione, il cumulo di sovrappressioni è graduale e il campione resiste a un numero di cicli più grande.

Il risultato della prova è una curva che descrive il numero di cicli che il campione può sopportare in funzione dell'entità della sollecitazione ciclica applicata.
Si può notare che

→ per $N \rightarrow 0$, ci si avvicina alla condizione statica e

$$\tau_{cyc} = \tau_{R,stat}$$

→ per $N \rightarrow \infty$, la liquefazione avviene già con sollecitazioni molto piccole.

Le curve possono essere definite anche in funzione dell'indice dei vuoti.

Tra le due popolazioni, si definisce una linea di demarcazione che separa la zona di liquefazione e la zona di non liquefazione. Di fatto, questa linea rappresenta i valori di CSR corrispondenti a CRR perché

→ se CSR supera la linea, avviene liquefazione.

→ se CSR è al di sotto della linea, non avviene liquefazione.

In questo senso, la linea corrisponde alla condizione

$$FSL = \frac{CRR}{CSR} = 1 \Rightarrow CSR = CRR$$

A partire dall'analisi dei dati del passato, si ricostruisce la linea di demarcazione, poiché questa permette di ricavare la resistenza:

operativamente, si esegue una prova in sito e si entra nella curva con il risultato. La curva restituisce il valore di CSR a liquefazione, cioè il valore di CRR per il sito e la profondità di interesse.

Questo valore è poi confrontato con la sollecitazione CSR specifica per il sisma in esame.

In tutto questo ragionamento, però, non compare la magnitudo. Infatti, questo approccio è corretto solo se si mettono insieme tutti i punti relativi alla liquefazione per una magnitudo pari alla magnitudo attesa in sito. In tal modo, però, l'applicazione è molto restrittiva.

Occorre dunque generalizzare il grafico a più magnitudo, riferendolo a una magnitudo di riferimento, convenzionalmente pari a

$$M_{std} = 7,5$$

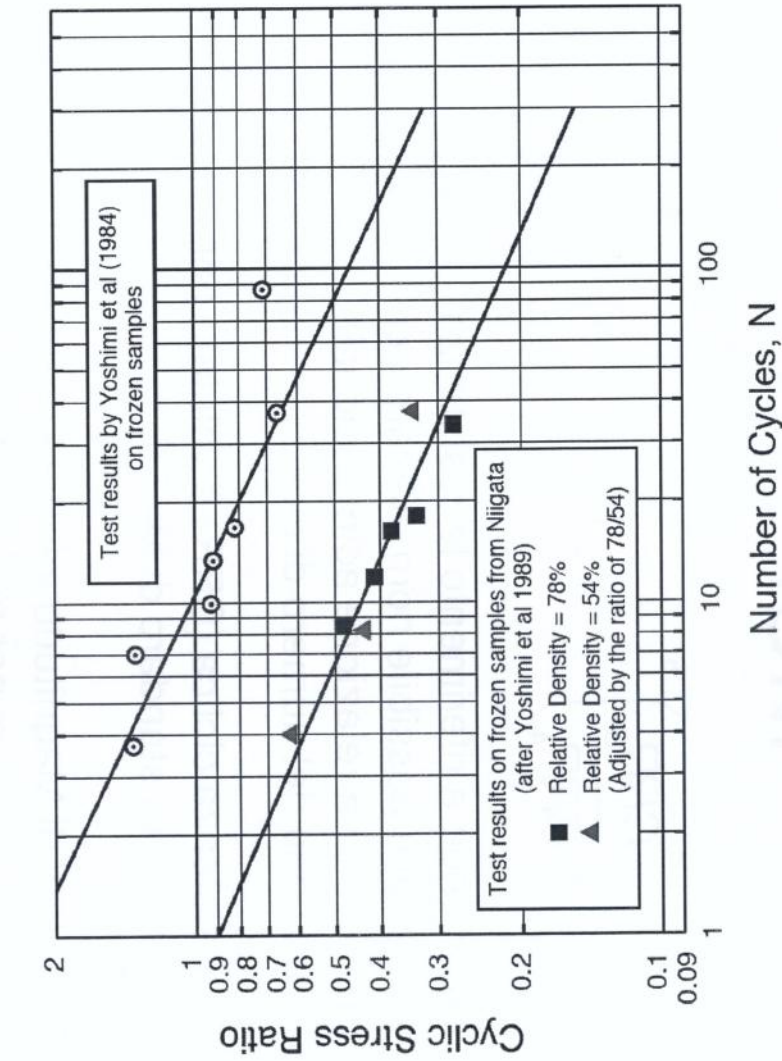
In questo senso, si convertono tutti i dati di liquefazione alla magnitudo 7,5 e si costruisce il grafico.

Questo ora restituisce la resistenza per un terremoto di magnitudo 7,5, indicata con $CRR_{7,5}$.

Si ricorregge dunque il valore per passare alla condizione attesa in sito.

Prove in laboratorio su campioni prelevati con il congelamento

Numero di cicli che causano liquefazione in funzione dell'ampiezza dei cicli CSR → (CRR)



$$CRR = A_0(N)^{-b}$$

Stessa pendenza per diversi materiali $b = 0.337$

$$\frac{N_A}{N_B} = \left(\frac{CRR_B}{CRR_A} \right)^{1/b}$$



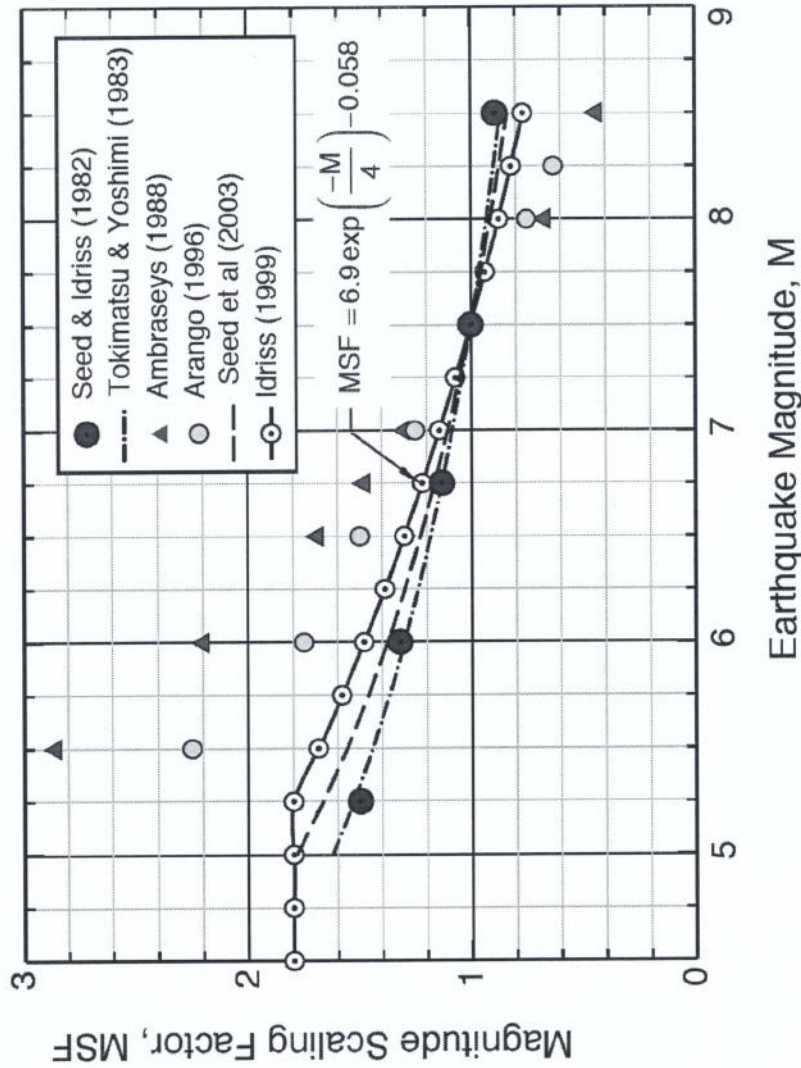
Fattore di scala per la magnitudo (Magnitude Scaling Factor - MSF)

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}}$$

(Youd et al., 2001)

NB: il fattore di scala MSF deve essere congruente con quello utilizzato nella determinazione della correlazione empirica !!



In modo equivalente si può ricondurre il CSR ad un equivalente $CSR_{7.5}$ direttamente confrontabile con $CRR_{7.5}$

$$CSR_{7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$


Corso di Geotecnica Sismica
Sebastiano Foti ©2015

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica

OSSERVAZIONE :

Sapendo che il CRR è "reciproco" di CSR, si potrebbe immaginare di applicare il fattore di scala MSF all'inverso, per convertire il CSR definito per una generica magnitudo nel CSR riferito a magnitudo 7,5.

$$CSR_{7,5} = \frac{CSR}{MSF}$$

Quindi, nell'analisi dei dati del passato, si può valutare $CSR_{7,5}$ tramite conversione e confrontarlo direttamente con il valore $CRR_{7,5}$ ottenuto da prove in sito.

$$FSL = \frac{CRR_{7,5}}{CSR_{7,5}} = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF$$

In alternativa, si può correggere CRR per passare alla resistenza per la magnitudo attesa in sito.

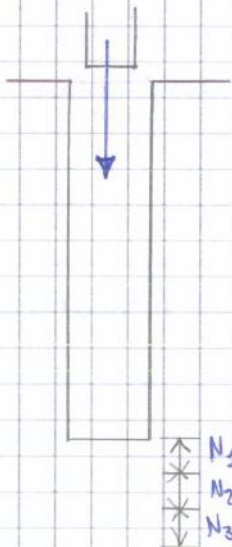
$$FSL = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF$$

Il risultato non cambia.

A questo punto, occorre vedere la stima della resistenza standard $CRR_{7,5}$ a partire dalle prove in sito.

PROVE SPT

La prova SPT offre il vantaggio di disporre di una buona quantità di informazioni del passato, che si traduce in una maggiore affidabilità. Del resto, questa è stata la prima prova a essere standardizzata.



La prova prevede l'esecuzione di un pre-foro per portarsi alla quota di interesse.

A tale quota, si inserisce un campionatore al fondo della batteria di aste e, con un sistema di battute, si applicano dei colpi e si infigge il campionatore.

La prova prevede di conteggiare il numero di colpi necessari per 3 infissioni successive di 15 cm (N_1 , N_2 e N_3).

Per effetto del disturbo indotto dall'operazione di perforazione a fondo foro, si ignora N_1 e si considera la quantità