

GEOLOGIA E AMBIENTE
DOTT. GEOL. ALESSANDRO MERLI 

Via del Marinaio 32 – 47900 RMINI

Tel/fax: 0541/722574

cell: 3391361620

E-mail: merli.alessandro@libero.it

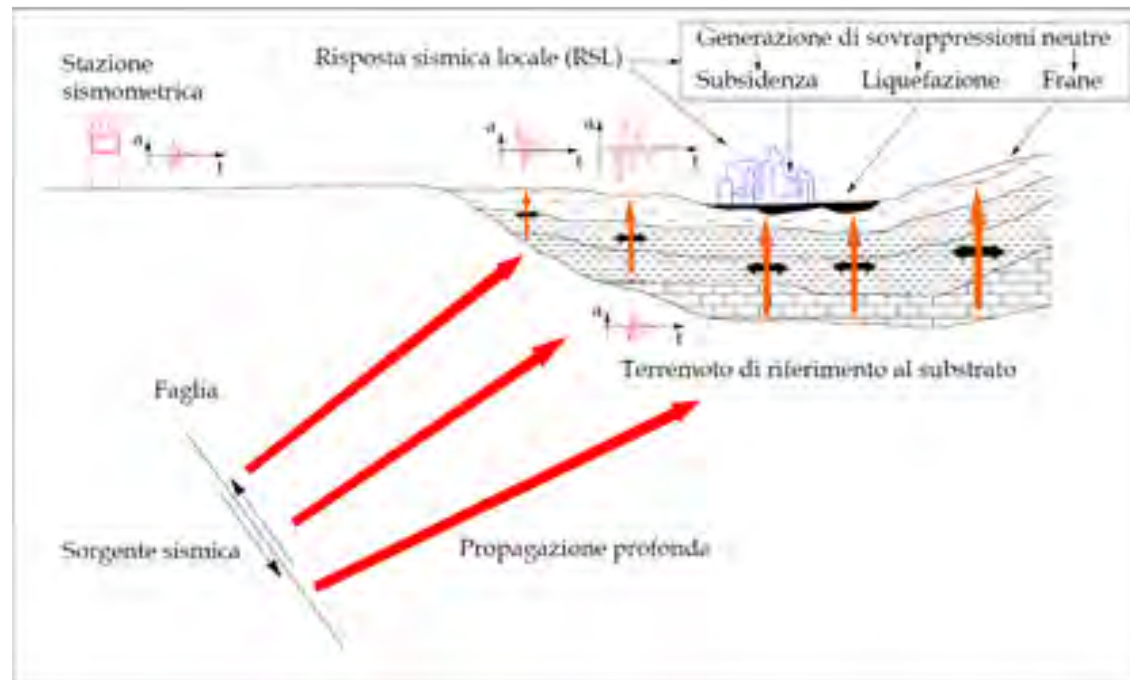
Risposta Sismica Locale (RSL) e Liquefazione

.... PER UN ADEGUATO GIUDIZIO COMPLESSIVO

“...un cacciatore che passava lungo il lido, vide a un tratto levarsi delle onde che si rovesciarono sulla spiaggia. E mentre fuggiva a tutta corsa s’incontrò con parecchi getti di acqua, che violentemente si alzavano dal suolo; e quindi nei vari punti dov’erano sorti si trovarono tante piccole cavità in forma di imbuti” - Sisma 1875 a Cesenatico Serpieri, 1889

Il moto sismico generato da un terremoto che arriva alla superficie di un sito in condizioni free field (ossia campo libero ed in assenza di strutture) dipende da 3 categorie di fenomeni:

- 1) Meccanismo di sorgente;
- 2) Propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito;
- 3) Effetti di sito.



Per i punti 1) e 2) generalmente possiamo fare solo assunzioni generali e statistiche/previsionali, mentre per il punto 3) possiamo sviluppare specifiche analisi numeriche PUNTUALI E QUANTITATIVE

How will 3 buildings, engineered equally, on different bedrock react to an earthquake?



Two variables affect damage during earthquake:

- 1) Intensity of shaking (*felt motion, not magnitude*)
- 2) engineering

Il dato più significativo è l'andamento delle Vs (fino al bed rock geofisico), serve per una caratterizzazione dinamica dei terreni ed evidenzia contrasti di impedenza sismica fra orizzonti diversi.

I contrasti di impedenza sismica influenzano la propagazione del segnale sismico (rifrazioni, interferenze, azione filtrante, ecc.) e, pertanto, i principali fenomeni di amplificazione

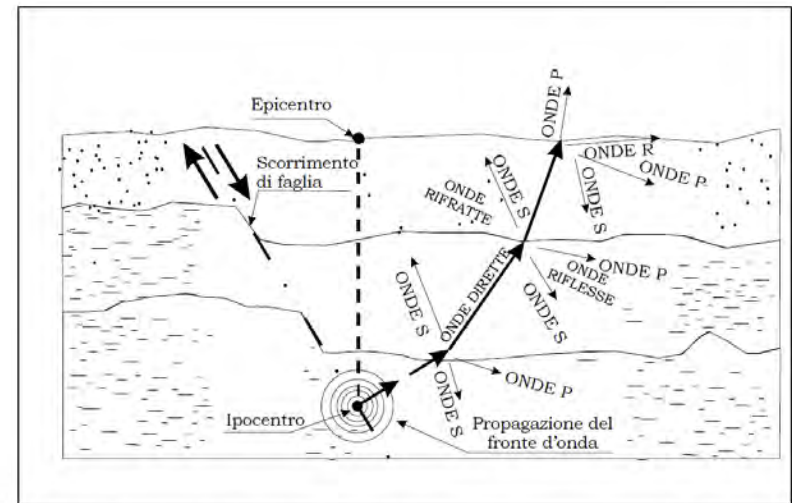
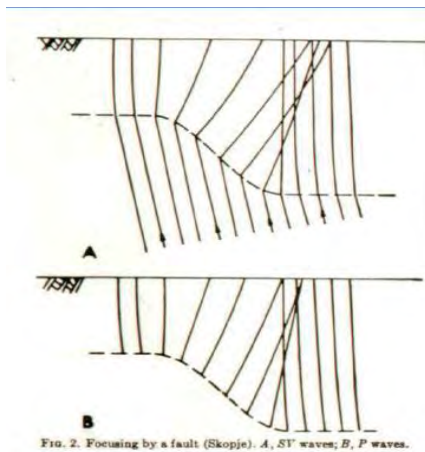
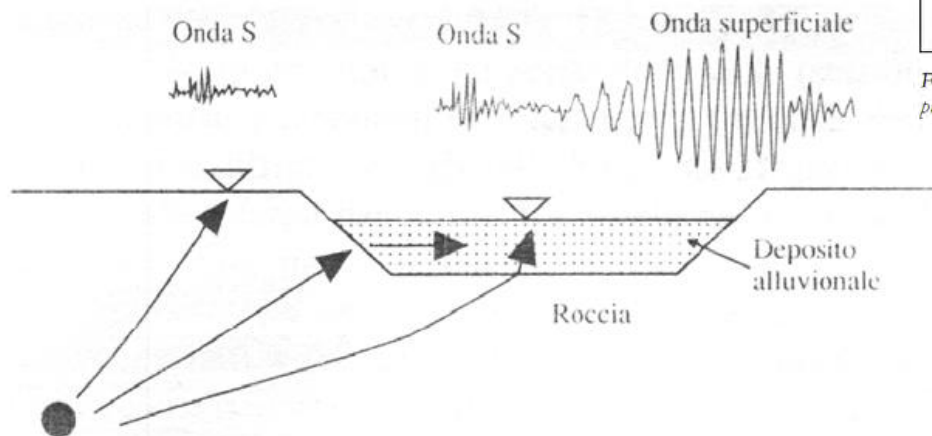
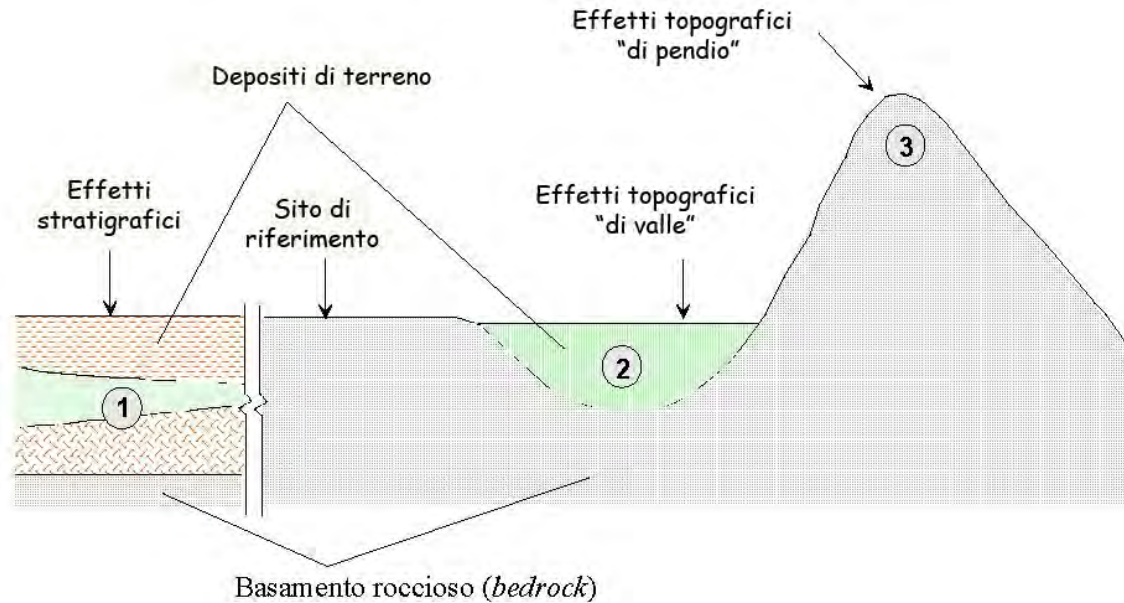


Figura 1.2 - Fenomeni di riflessione e rifrazione delle onde sismiche e raddrizzamento della direzione di propagazione



Al diminuire della rigidità dei terreni verso la superficie l'incidenza delle onde sismiche tende a diventare verticale

In assenza di particolari situazioni stratigrafiche e/o morfologiche/topografiche...



Tipiche configurazioni di effetti di sito con riferimento ad un sito roccioso avente superficie libera orizzontale (Lanzo, 2005)

...vengono condotte analisi 1D in tensioni totali con codici ormai validati e sufficientemente affidabili con analisi di tipo Lineare Elastico e/o Lineare Equivalente tipo Shake (codici Shake2000, ProShake, Strata, Eera, ecc.) consistente nell'esecuzione di una **sequenza di analisi lineari complete, con aggiornamento successivo dei parametri di rigidità e smorzamento fino al soddisfacimento di un prefissato criterio di convergenza.**

Se invece si vogliono considerare anche eventuali effetti topografici e/o stratigrafici, l'analisi monodimensionale non è sufficiente ed è opportuno utilizzare codici di calcolo 2-D.

IN CONDIZIONI MONODIMENSIONALI (1D)

INCREMENTO ACCELERAZIONE/AMPIEZZA dipende da:

- contrasti di rigidezza/velocità (V_s copertura/ V_s bedrock)

PERIODO FONDAMENTALE DI VIBRAZIONE dipende da:

- spessore della copertura soprastante il bedrock sismico
- rigidezza sismica dei terreni
- entità della deformazione di taglio γ

CONTENUTO ENERGETICO influenzato da:

- magnitudo
- durata
- contenuto in frequenza degli accelerogrammi

EFFETTI

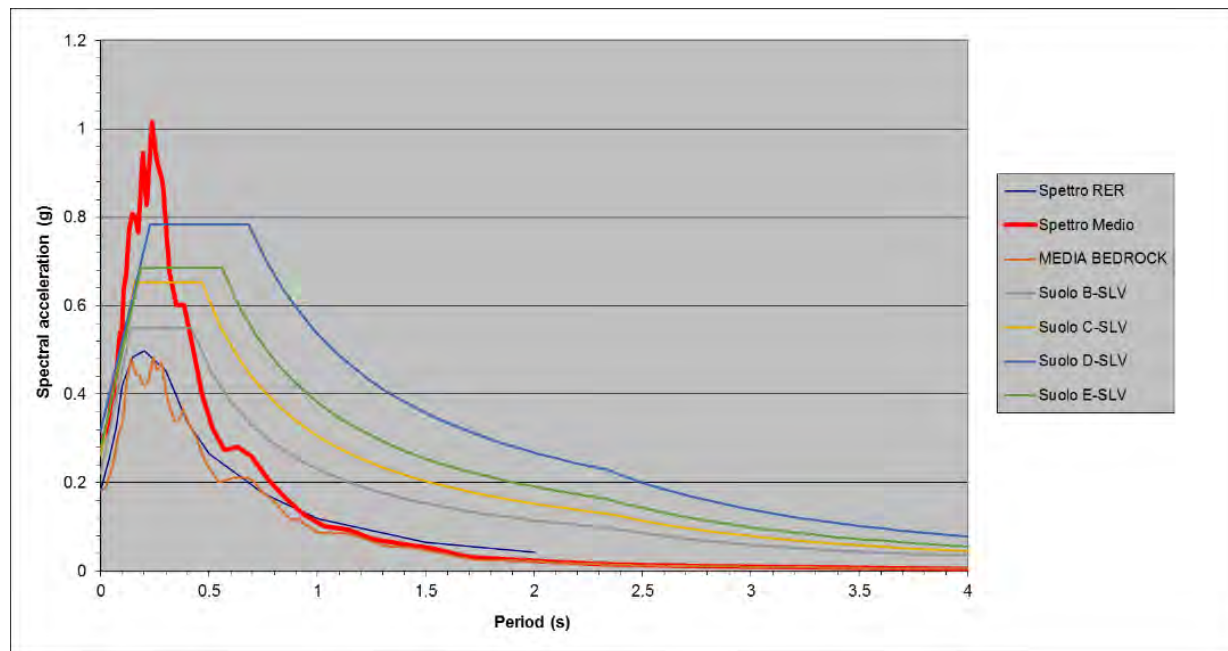
STRATIGRAFICI

*Contrasto di rigidezza
e spessore coperture*

COLLINA

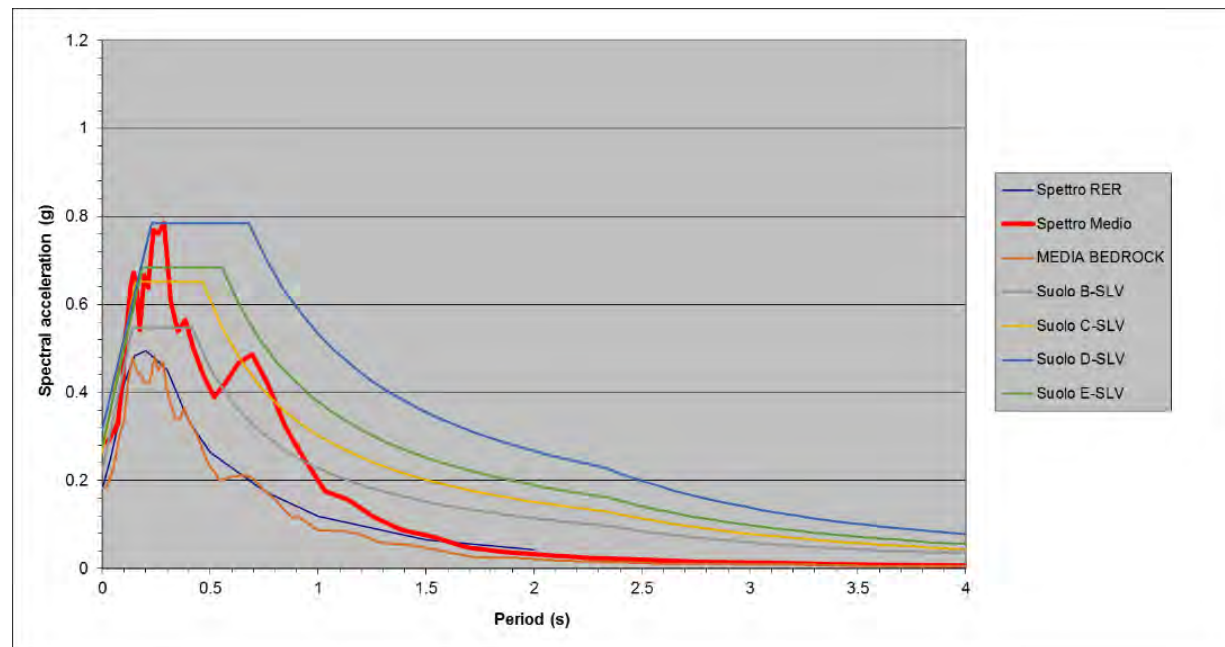
(DEPOSITI DI
COPERTURA SOTTILI)

$V_{s30}=373$ m/s
categoria di suolo B



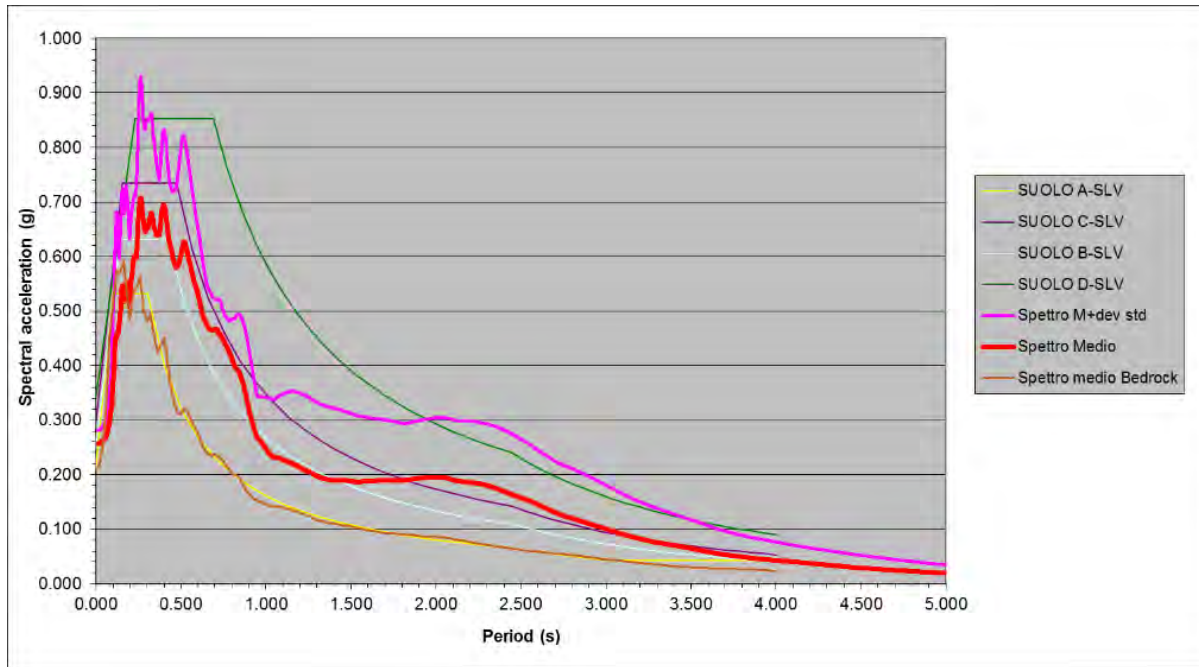
PIANURA ALLUVIONALE
(SPESSORE COPERTURA
30-50 MT)

$V_{s30}=211$ m/s
categoria di suolo C



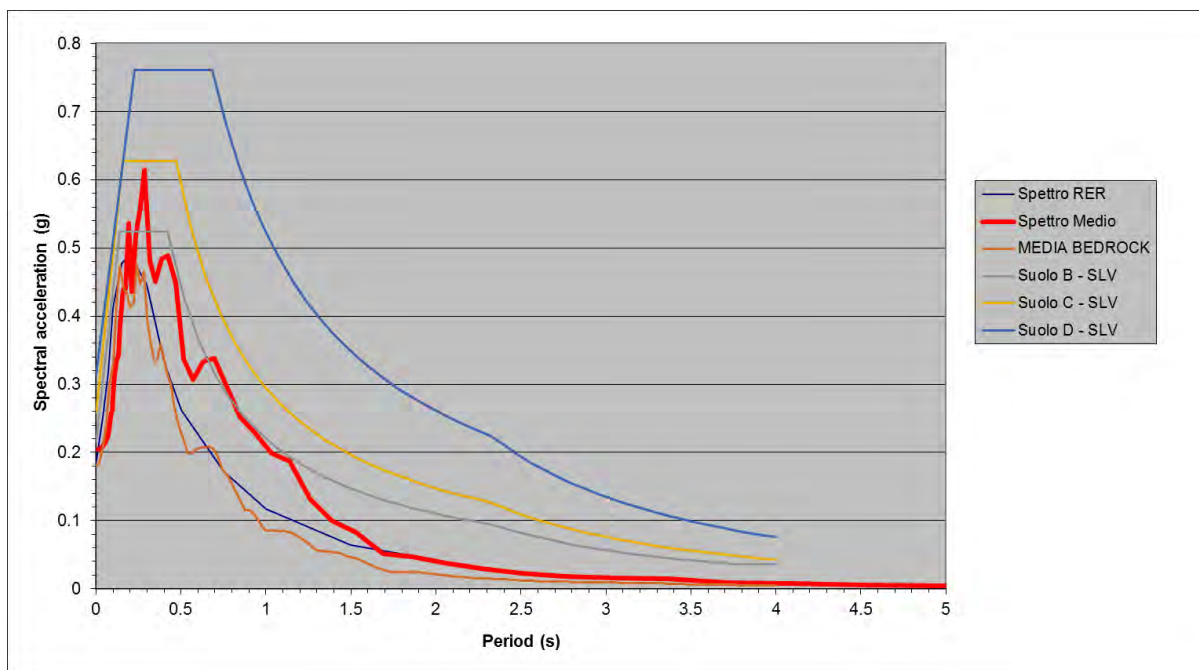
PIANURA ALLUVIONALE
(SPESSORE COPERTURA
 $50 < H < 150$ MT)

$V_{s30} = 210$ m/s
categoria di suolo C



PIANURA ALLUVIONALE
(SPESSORE COPERTURA
 $H > 150$ MT)

$V_{s30} = 215$ m/s
categoria di suolo C

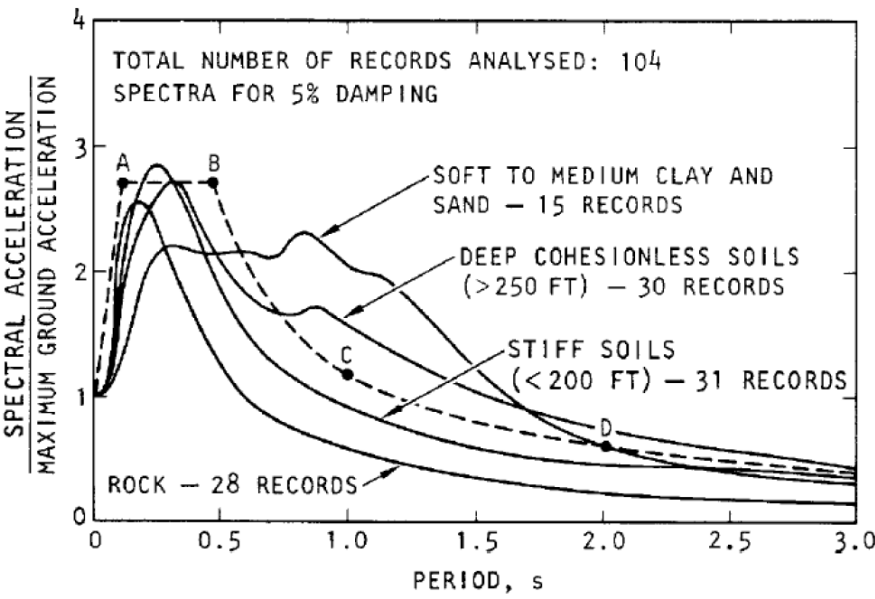


.....POI VEDREMO ANCHE LE RICADUTE
SULLA LIQUEFAZIONE

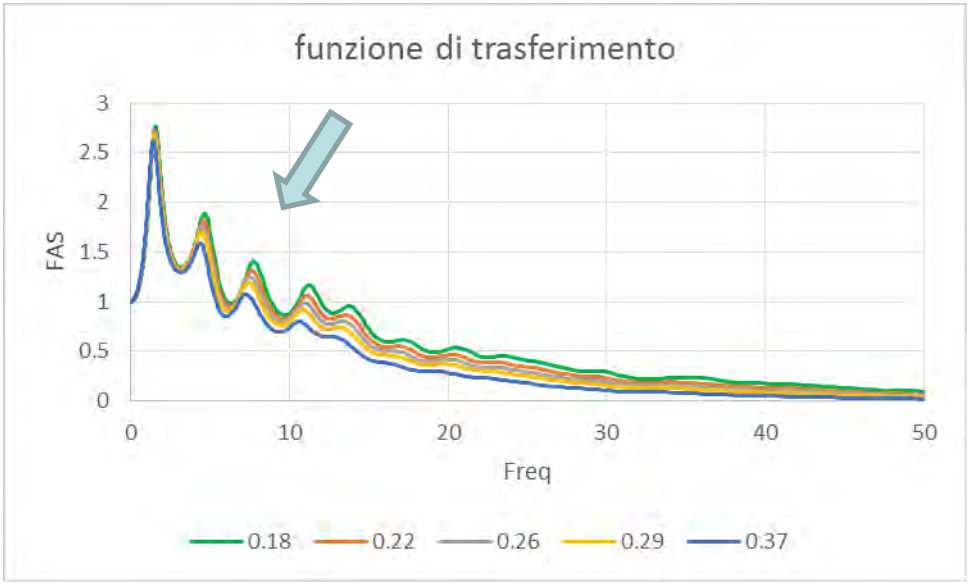
....CON L'INCREMENTO DI MAGNITUDO (QUINDI γ e CONTENUTO ENERGETICO)
....AUMENTO GLI EFFETTI DI NON LINEARITA'

- la frequenza fondamentale tende a ridursi (ovvero il periodo fondamentale aumenta) per effetto della diminuzione della rigidezza a taglio (G_0);
- l'amplificazione tende a ridursi per effetto dell'aumento del rapporto di smorzamento.

QUINDI la funzione di trasferimento non è una proprietà del sito, non dipende solo dalle caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo ma anche dall'ampiezza della deformazione e dal contenuto in frequenza del moto sismico al bedrock e, quindi, dall'incidenza del comportamento non lineare.



(Seed, 1976)

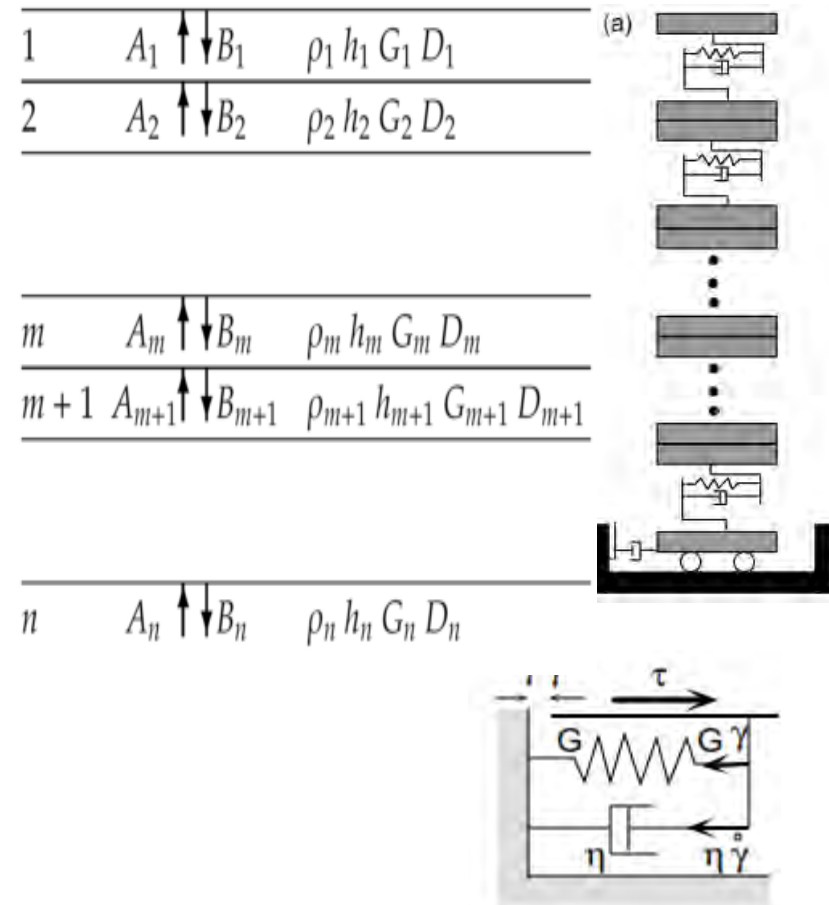


Modello 1D

Lineare equivalente in tensioni totali

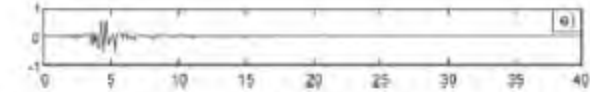
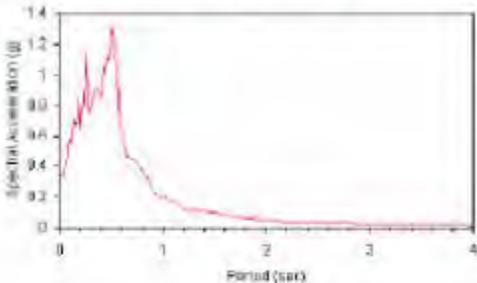
Caratteristiche e parametri significativi

- Il modello lineare equivalente in TT simula il comportamento tensione – deformazione del terreno in relazione al modello Kelvin-Voigt (dissipatore viscoso collegato in parallelo a una molla tramite l'equazione costitutiva ad esso associata)
- Sistema a N strati piano-paralleli su semispazio affiorante (bedrock a cui si applica l'input).
- Ogni strato è caratterizzato da h-ρ-G-D
- Il moto è costituito da onde Vs con propagazione verticale - oscillazione orizzontale
- Alla superficie libera lo sforzo di taglio è nullo e l'onda riflessa è uguale a quella incidente $A_1=B_1$
- Le incognite sono le ampiezze delle onde incidenti e riflesse in ogni strato e l'onda riflessa nel bedrock (B_n) per cui le incognite sono $2n+1$
- Le incognite sono di volta in volta determinate imponendo la congruenza degli spostamenti e degli sforzi di taglio alle interfacce degli strati e la condizione per cui alla sup libera $A_1=B_1$

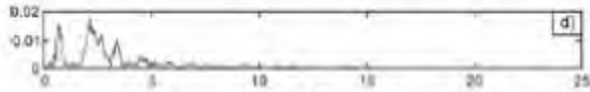


L'ANALISI VIENE SVOLTA NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE

SPETTRO DI RISPOSTA IN OUTPUT



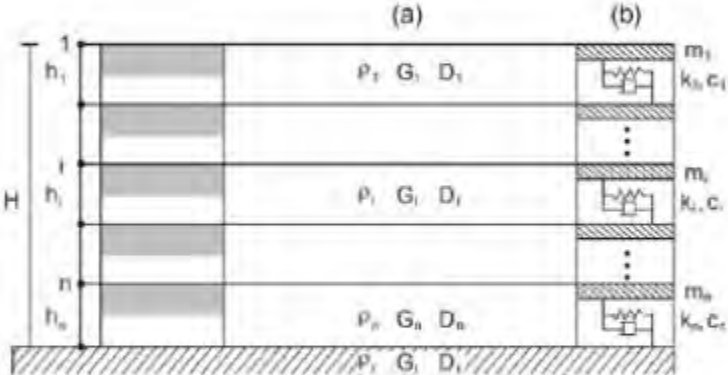
↑ Antitrasformata di Fourier



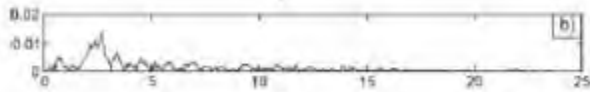
↑



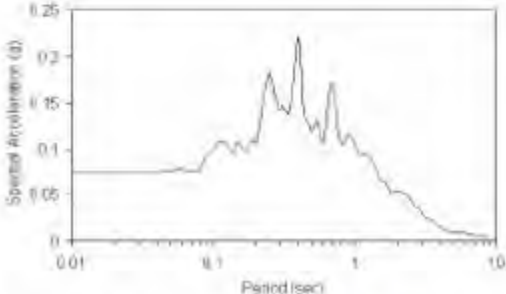
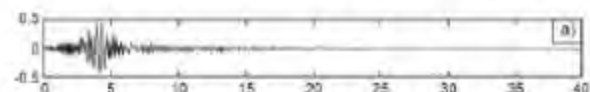
Funzione di trasferimento
relativa al contesto
sismostratigrafico del sito
in esame



↑



↑ Trasformata di Fourier

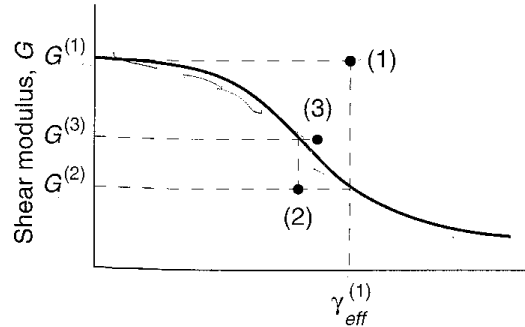


SPETTRO DI RISPOSTA IN INPUT

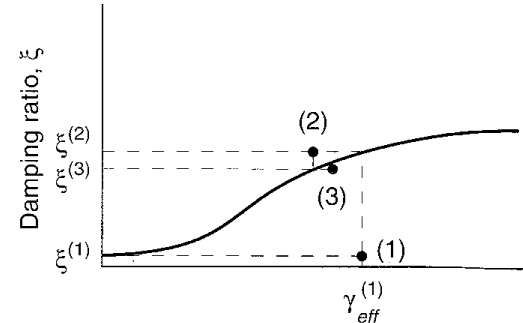
(D'Intinosante, 2012)

I parametri di rigidezza e smorzamento di ciascun sismostrato vengono determinati in funzione della deformazione tangenziale effettiva (γ_{eff}) tramite l'utilizzo di curve G/G_0 e Damping% definibili da laboratorio dinamico (colonna risonante - taglio torsionale - TRX ciclici) o da letteratura.

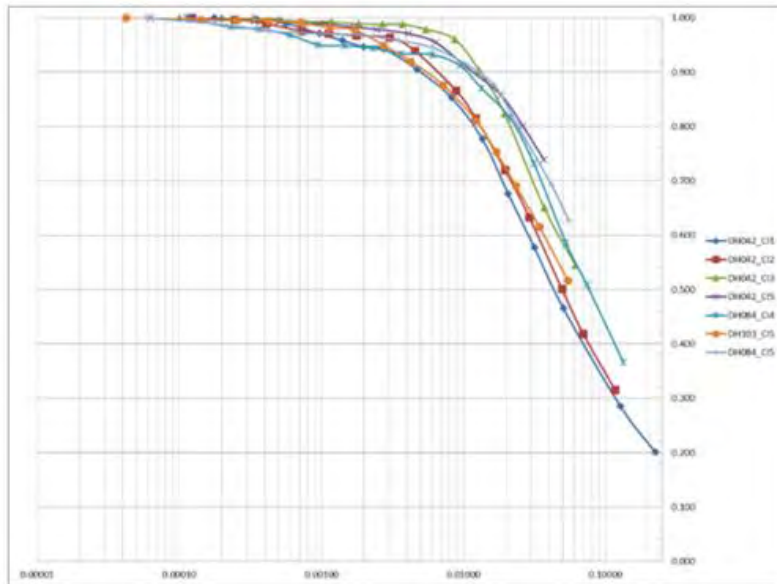
Il procedimento iterativo viene ripetuto fino a quando lo scarto percentuale tra i valori di G , D e γ_{eff} fra analisi successive viene ritenuto accettabile.



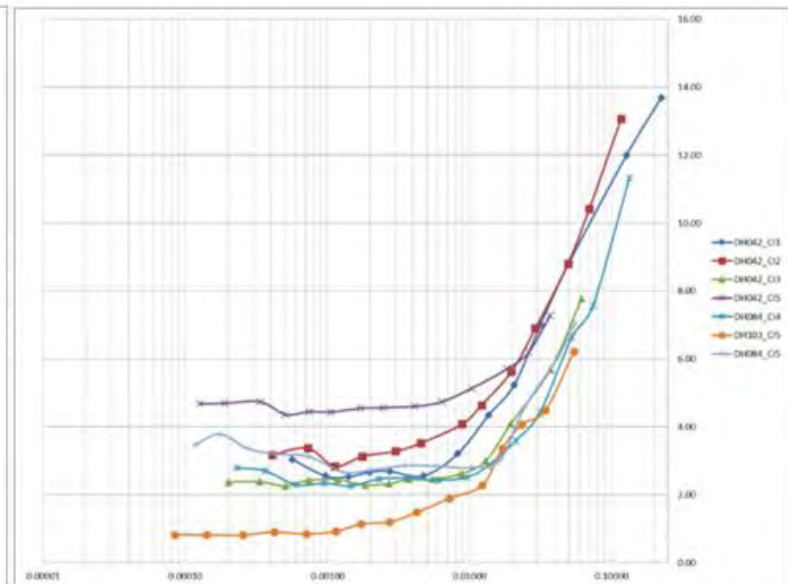
Shear strain (log scale)



Shear strain (log scale)



curve $G/G_0-\gamma_c$



curve $D-\gamma_c$

LIMITI analisi in TT

- Non consente la stima diretta delle pressioni interstiziali
- Non permette la stima delle deformazioni permanenti indotte dal sisma poiché l'analisi è fondamentalmente elastica
- Risultati inadeguati in caso di forte non-linearità nel comportamento dei terreni (per eventi sismici di elevata magnitudo e/o terreni di scarsa rigidezza), ovvero quando le deformazioni di taglio max raggiungono $\gamma_{\max} > 1-2\%$

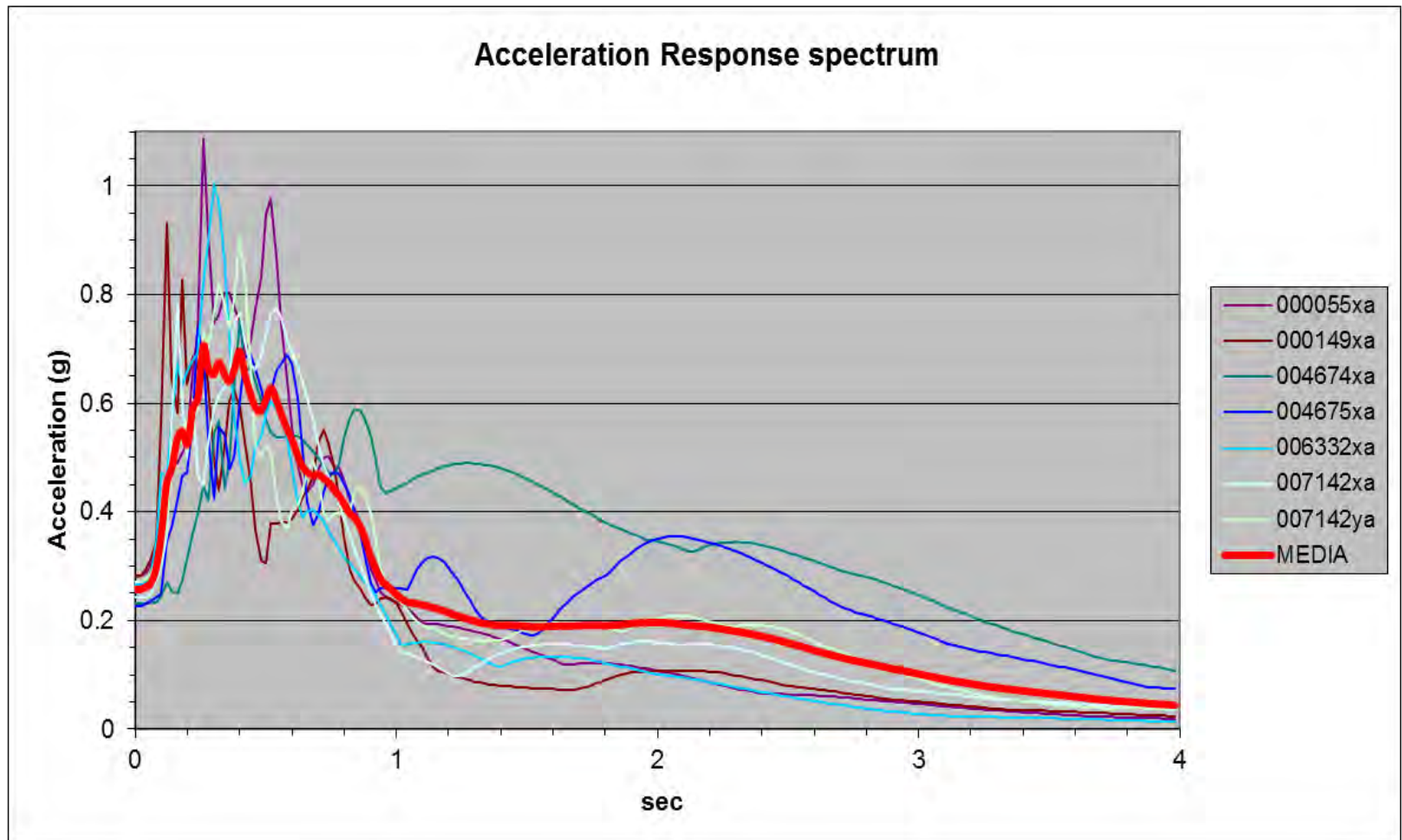
Elementi di input sensibili

1. Scelta accelerogrammi di input e loro applicazione (superficie libera=outcrop o confinata=within)
2. Profilo di Vs
3. Coerenza tra modello geologico e geofisico
4. Posizione Bedrock sismico (spesso \neq bedrock geotecnico)
5. Curve di degradazione/smorzamento materiali
6. Discretizzazione (spessore) strati modello 1D (= dimensioni mesh nel 2D) coerentemente a Vs, «massima frequenza» e «frazione d'onda»
7. Effective strain ratio

SEGNALI DI INPUT

Date le «enormi» incertezze generali, si deve «esplorare» il comportamento del nostro modello di sottosuolo sotto l'azione combinata di varie tipologie di sollecitazione, tramite:

- **un congruo numero di accelerogrammi** (solitamente min 3 o 7 ma non c'è una regola precisa e se sono di più non guasta!) onde poter valutare i segnali/spettri di output tramite approccio deterministico o probabilistico (azione più gravosa, media, mediana, deviaz. standard, percentili, ecc.); tale numero è generalmente utilizzato per COERENZA con il n. minimo di accelerogrammi prescritti per l'analisi dinamica di modellazione strutturale.
- **spettrocompatibilità** dello spettro elastico medio del set di segnali con quello sito-specifico di tipo A di normativa (smorzamento 5%), in relazione alla Classe d'Uso, Tr e Vn delle opere in progetto
- accelerogrammi **registrati su suolo di categoria A** possibilmente diversi fra loro (per durata, frequenza fondamentale, contenuto in frequenza, ecc.)
- **Limitato fattore di scala** di adattamento all'accelerazione di ancoraggio (Tempo $T_0=PGA$)
- **compatibilità con le caratteristiche sismogenetiche** (meccanismi focali-tipo di faglia, profondità, lunghezza superficie di faglia, ecc.)
- **coerenza con la pericolosità sismica di base** (es. per Magnitudo-Distanza che fornisce il maggior contributo). Generalmente i terremoti vicini (near field) hanno caratteristiche differenti in frequenza e durata rispetto a terremoti lontani (far field).
- I segnali di input (serie temporali in accelerazione) vanno applicati come «outcrop» se derivati da registrazioni superficiali e come «within» se registrati in foro.



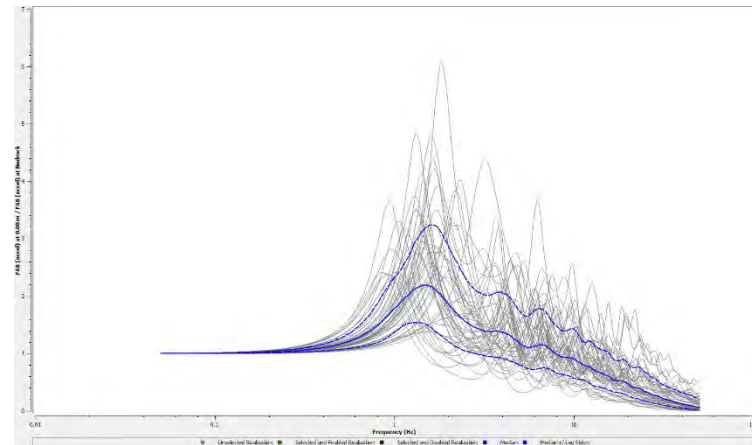
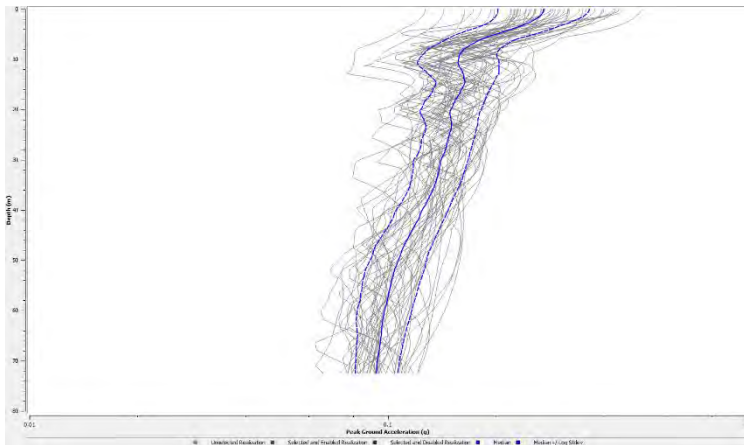
.....non potendo conoscere le caratteristiche del terremoto atteso, cerchiamo di investigare il sottosuolo con tipologie di segnali differenti per cercare di cogliere il comportamento maggiormente rappresentativo del nostro modello e/o per specifiche caratteristiche dell'opera da realizzare

In ogni caso è consentito l'uso di:

- **accelerogrammi registrati**, a condizione che la loro scelta sia *rappresentativa della sismicità del sito* e adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla accelerazione orizz. di picco attesa al sito.
- **accelerogrammi generati (sintetici)** mediante *simulazione meccanismo di sorgente e della propagazione*, a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione.

Se si hanno difficoltà a reperire adeguati accelerogrammi o chiare informazioni sull'assetto sottosuolo è auspicabile condurre anche **un'analisi di sensibilità e/o probabilistica** (facendo variare i parametri del modello) eventualmente anche tramite metodo RVT (Random Vibration Theory).

(Ellen M. Rathje; Albert Kottke (2010), "Strata," <https://nees.org/resources/strata>)



SELEZIONE DEI SEGNALI DI INPUT

I segnali registrati possono essere selezionati su diverse banche dati nazionali ed internazionali, ad es.:

- **ITACA** (Italian Accelerometric Archive - <http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/>),
- **ITSAK** (<http://www.itsak.gr/en/main>)
- **SIMBAD** (Selected Input Motions for displacement-Based Assessment and Design) Reluis/Politecnico di Milano REXEL-DISP (Smerzini et al 2013)
- **ESD** - European Strong - Motion Database (<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/>),
- **PEER** (Pacific Earthquake Engineering Research Center - (http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database))

Ai fini della progettazione ex DM2008, in base a spettrocompatibilità ed agli Stati Limite di riferimento, sul territorio nazionale è possibile utilizzare ad es. i seguenti applicativi:

- **Rexel** (Iervolino, Galasso, Chioccarelli 2008-2013 - Reluis)
- **Seismo - Home** Eucentre (solo $T_r=475$ anni)
- **SCALCONA 2.0** solo per la Toscana

Spettrocompatibilità: adattamento verificato per la MEDIA delle ordinate del gruppo e non per singolo spettro nel campo di periodi significativo ($0.15s \div 2T$ o $0.15 s \div 2 s$); lo scarto massimo in difetto non deve essere elevato ($<10\%$) e quello in positivo dei singoli spettri non eccessivo (generalmente $\leq 20-30\%$)

A **livello regionale**, per studi di microzonazione sismica, i segnali spesso vengono forniti da amministrazioni competenti.

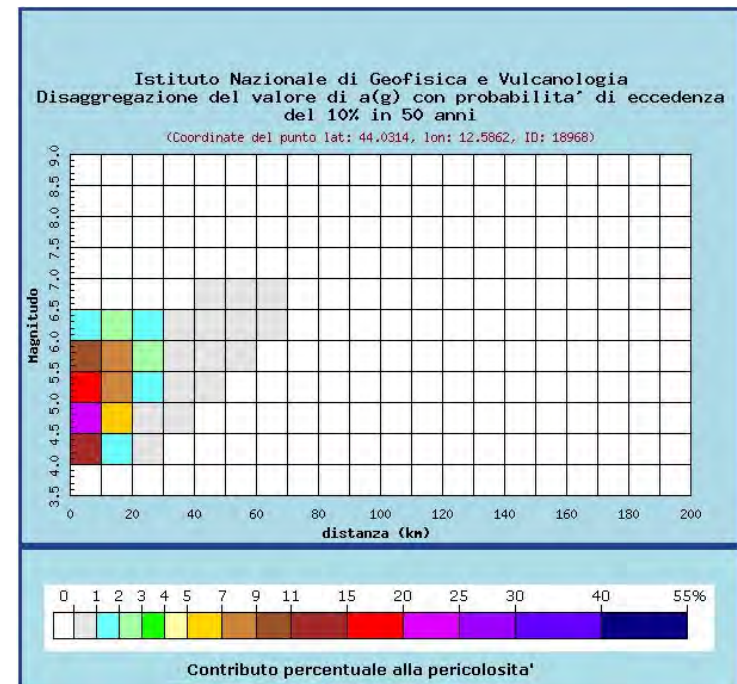
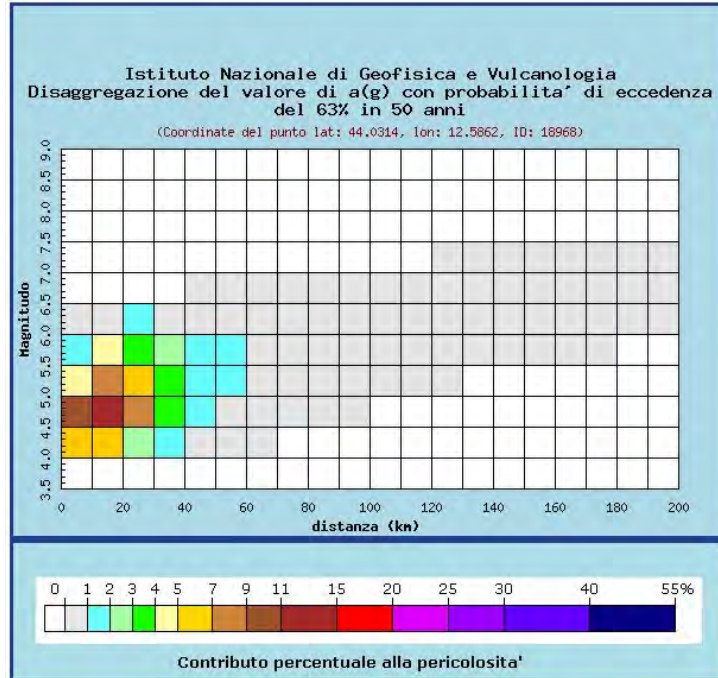
ERRORE DA EVITARE!!

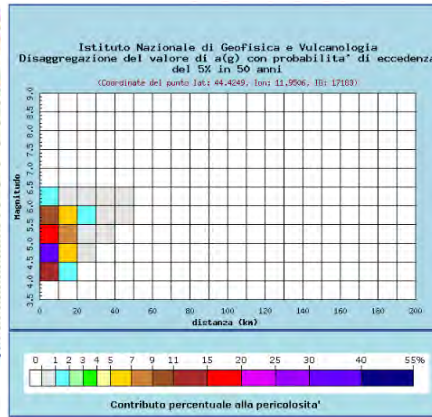
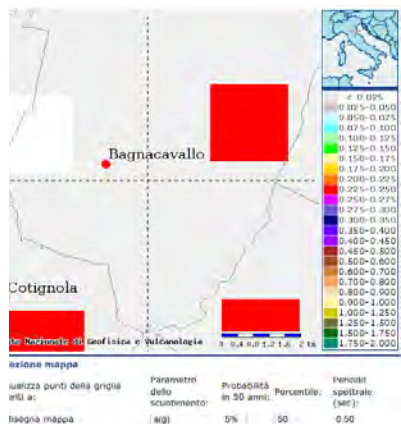
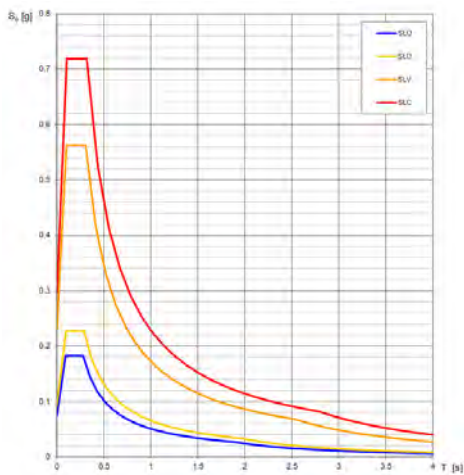
Es. Scalare linearmente segnali propri dell'SLV (TR 475 anni) sino ad ancorarli alla PGA del SLD (50 anni) può determinare:

- 1) Set con spettro medio non spettrocompatibile
- 2) Durata anomala (alta) per segnali di bassa magnitudo = contenuto energetico innaturale, soprattutto sulle basse frequenze
- 3) Fattori di amplificazione anomali
- 4) Azioni sismiche e parametri sismici non coerenti

| Stato Limite | T_r [anni] | \bar{a}_g/g [-] | F_0 [-] | T^*_c [s] |
|----------------------|-----------------|----------------------|--------------|----------------|
| Operatività | 30 | 0.049 | 2.434 | 0.270 |
| Danno | 50 | 0.063 | 2.550 | 0.280 |
| Salvaguardia Vita | 475 | 0.183 | 2.483 | 0.299 |
| Prevenzione Collasso | 975 | 0.238 | 2.523 | 0.310 |

Per stati limite diversi=> ricerca specifica accelerogrammi spettrocompatibili

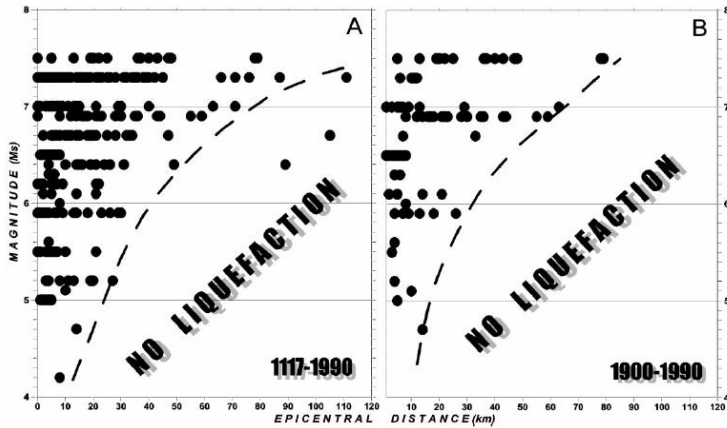




Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [s] | T_c [s] |
|--------------|--------------|-----------|-----------|-----------|
| SLC | 60 | 0.075 | 2.448 | 0.278 |
| SLD | 101 | 0.093 | 2.445 | 0.288 |
| SLV | 949 | 0.233 | 2.418 | 0.306 |
| SLC | 1950 | 0.298 | 2.414 | 0.317 |

Mwmax ZS9



CRITERI di RICERCA:

5.8 < M_w < 6.4

R (dist. epicentr., in Km): 0 < R < 15

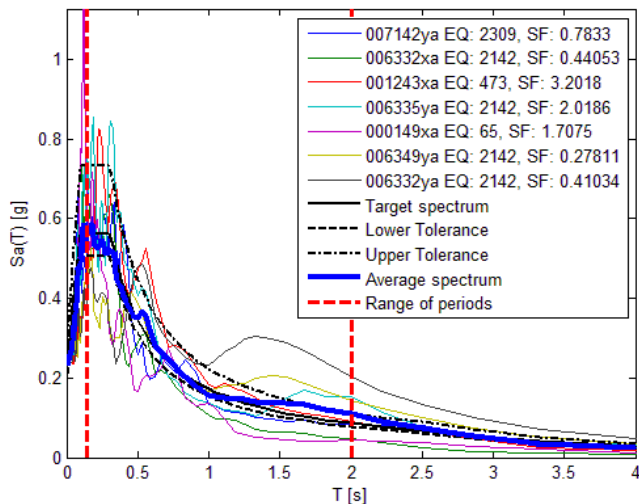
Lower tolerance: 10% - Upper tolerance: 30%

T1(s): 0.1 – T2(s): 2.0

Epsilon maximum = ± 1.0

| Wave form ID | Earthquake ID | Station ID | Earthquake Name | Date | M_w | Fault Mechanism | Epicentral Distance [km] | PGA_X [m/s ²] | PGA_Y [m/s ²] | PGV_X [m/s] | PGV_Y [m/s] | ID_X | ID_Y | Np_X | Np_Y | EC8 Site class | |
|--------------|---------------|------------|----------------------------|------------|-------------|-----------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------|-------------|---------|--------|----------|--------|----------------|---|
| 7142 | 2309 | ST539 | Bingol | 01/05/2003 | 6,3 | strike slip | 14 | 5,0514 | 2,9178 | 0,336 | 0,2097 | 7,3341 | 8,4263 | 0,64556 | 0,8517 | 1 | A |
| 6332 | 2142 | ST2483 | South Iceland (aftershock) | 21/06/2000 | 6,4 | strike slip | 6 | 5,1881 | 5,5698 | 0,218 | 0,8303 | 6,6884 | 2,063 | 0,70838 | 0,6945 | 2 | A |
| 1243 | 473 | ST575 | Izmit (aftershock) | 13/09/1999 | 5,8 | oblique | 15 | 0,7138 | 3,112 | 0,0551 | 0,1454 | 5,8117 | 4,012 | 0,72006 | 0,4254 | 1 | A |
| 6335 | 2142 | ST2557 | South Iceland (aftershock) | 21/06/2000 | 6,4 | strike slip | 15 | 1,2481 | 1,1322 | 0,1659 | 0,1083 | 6,4075 | 7,090 | 0,78039 | 0,6190 | 2 | A |
| 149 | 65 | ST26 | Friuli (aftershock) | 15/09/1976 | 6 | thrust | 12 | 1,3385 | 1,103 | 0,0681 | 0,0432 | 13,8832 | 15,78 | 1,1309 | 0,6671 | 4 | A |
| 6349 | 2142 | ST2558 | South Iceland (aftershock) | 21/06/2000 | 6,4 | strike slip | 5 | 7,2947 | 8,218 | 0,4557 | 0,9202 | 3,1036 | 2,262 | 0,61082 | 0,6615 | 2 | A |
| 6332 | 2142 | ST2483 | South Iceland (aftershock) | 21/06/2000 | 6,4 | strike slip | 6 | 5,1881 | 5,5698 | 0,218 | 0,8303 | 6,6884 | 2,063 | 0,70838 | 0,6945 | 2 | A |
| mean: | | | | | 6,24 | | 10,43 | 3,7175 | 3,9460 | 0,2166 | 0,4410 | 7,1309 | 5,957 | 0,757787 | 0,6591 | 21 | |

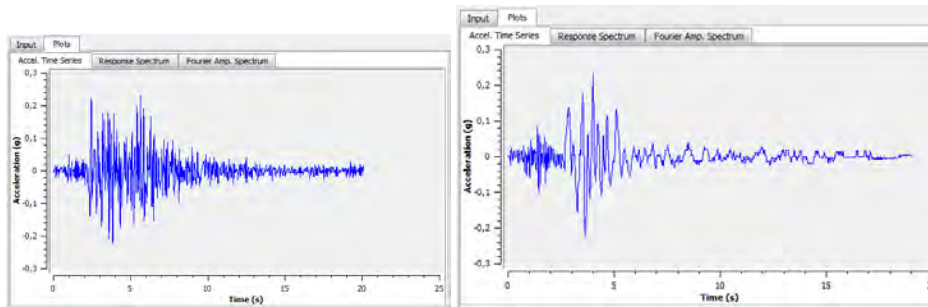
Combination no. 1, $SF_{mean} = 1.2629$



CRITERI PRINCIPALI:

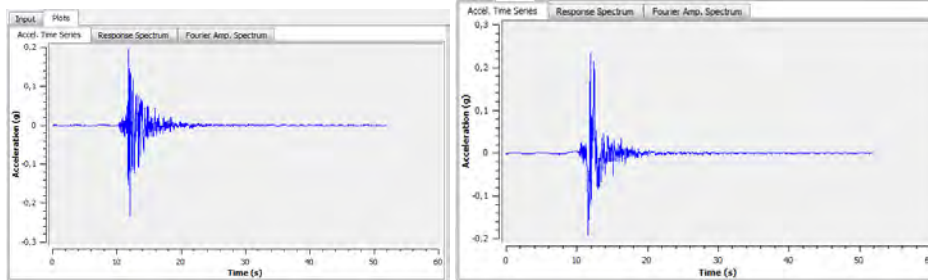
- SPETTROCOMPATIBILITA'
- BASSO VALORE DI SCALA
- MECCANISMI FOCALI
- SUOLO TIPO «A»
- Coppia M-R

Ricerca effettuata con Rexel 3.5



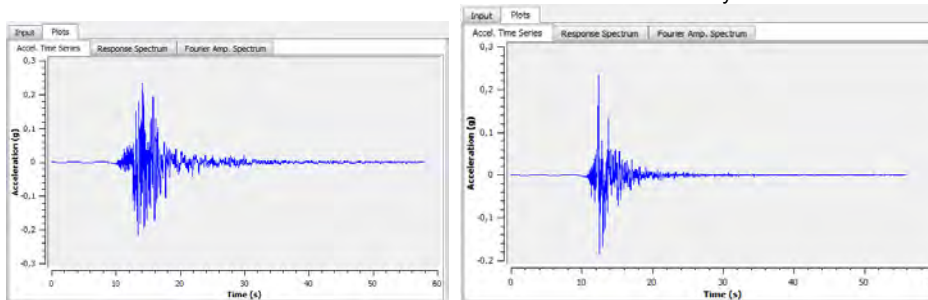
000149 xa

001243xa



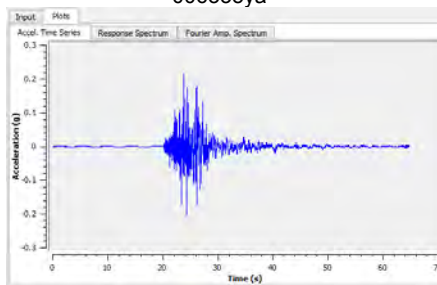
006332xa

006332ya



006335ya

006349ya



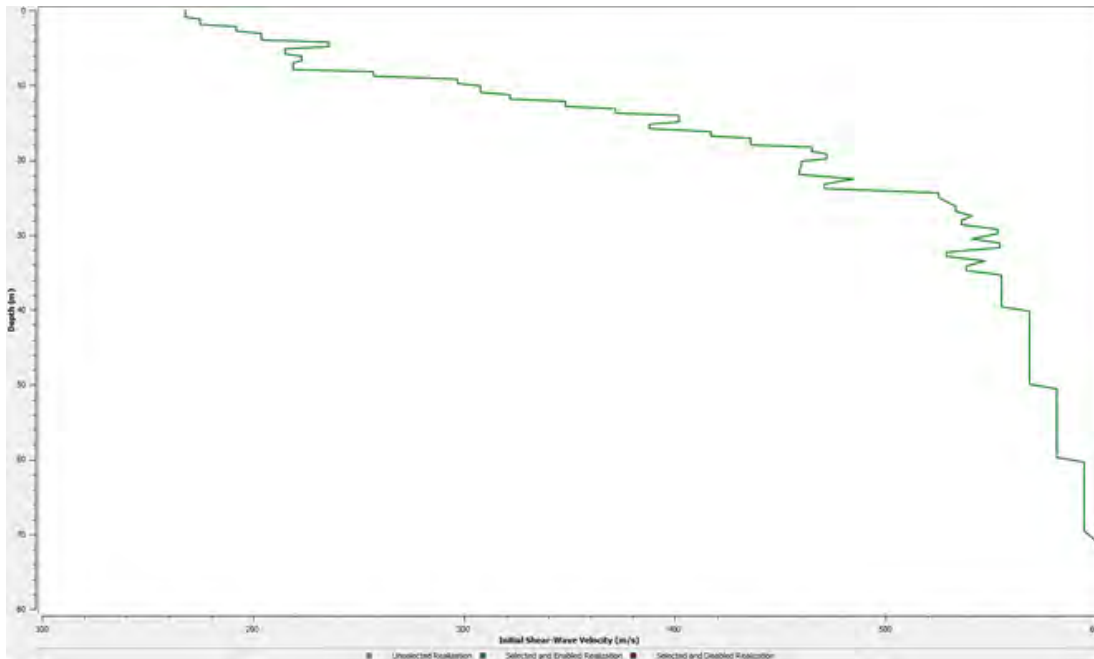
007142ya

PROFILO DI VS

Il comportamento dinamico della colonna di sottosuolo è fortemente condizionato dalle caratteristiche di rigidità e smorzamento iniziale, dipendenti dal modulo G_0 (stimabile da V_s) e dai contrasti di impedenza sismica. Tali caratteristiche condizionano il modo di vibrare e l'amplificazione del moto sismico su determinate frequenze:

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{V_s(2n-1)}{4H} \quad \text{con } n = 1, 2, \dots, \infty ; \quad fn = \text{frequenze naturali di vibrazione}$$

la prima frequenza naturale f_0 è denominata **frequenza fondamentale** (o, analogamente, il primo periodo naturale T_0 viene definito periodo fondamentale)



Log V_s superficiale \Rightarrow prove geofisiche attive ad alta risoluzione (Down Hole - Cross Hole - SCPT - SDMT - Masw - Sismica a rifrazione)

CONGIUNTAMENTE

a prove di sismica passiva (microtremori) a stazione singola (HVSR) e/o in Array (ESAC /SPAC/ Re-Mi) per la definizione dei profili di velocità in profondità sino al bedrock

COERENZA TRA MODELLO GEOLOGICO E GEOFISICO

POSIZIONE BEDROCK SISMICO

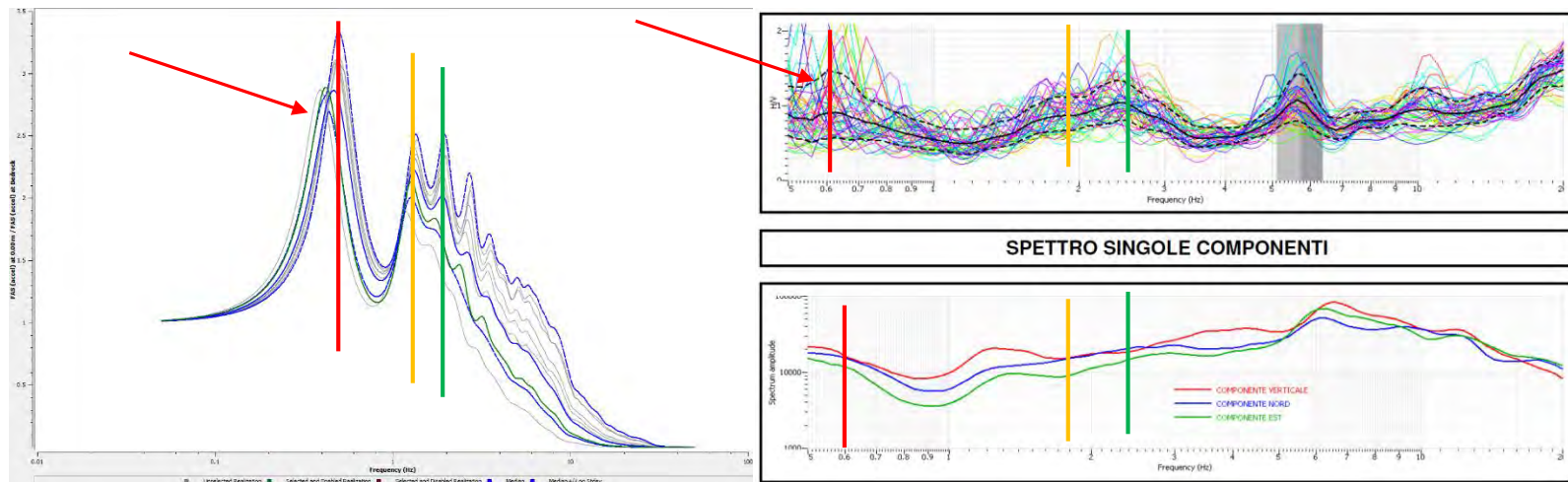
Bedrock sismico = interfaccia più profonda oltre alla quale i materiali che lo costituiscono determinano un semispazio di spessore significativo, rigido ($V_s > 600-700$ m/s) ed omogeneo, per cui è lecito aspettarsi l'assenza di significativi fenomeni di amplificazione.

Si raccomanda l'utilizzo congiunto di tecniche geofisiche (attive e passive) unitamente a sondaggi e/o pozzi profondi (qualora possibile) per un'interpretazione univoca.

In assenza di chiari contrasti di impedenza è lecito definire un profilo di crescita delle velocità fino al bedrock secondo il gradiente stimabile dalla parte profonda del log di VS misurato sperimentalmente in sito.

Posizione del bedrock e dei sismostrati condizionano le frequenze di risonanza del deposito.

Un controllo circa la coerenza del modello di calcolo può essere fatto attraverso il confronto delle frequenze di risonanza tra la funzione di trasferimento (in condizioni elastico-lineari) e lo spettro H/V da prove geofisiche di tipo passivo (HVSR-Array)....attenzione alle possibili armoniche (sebbene poco frequenti)!

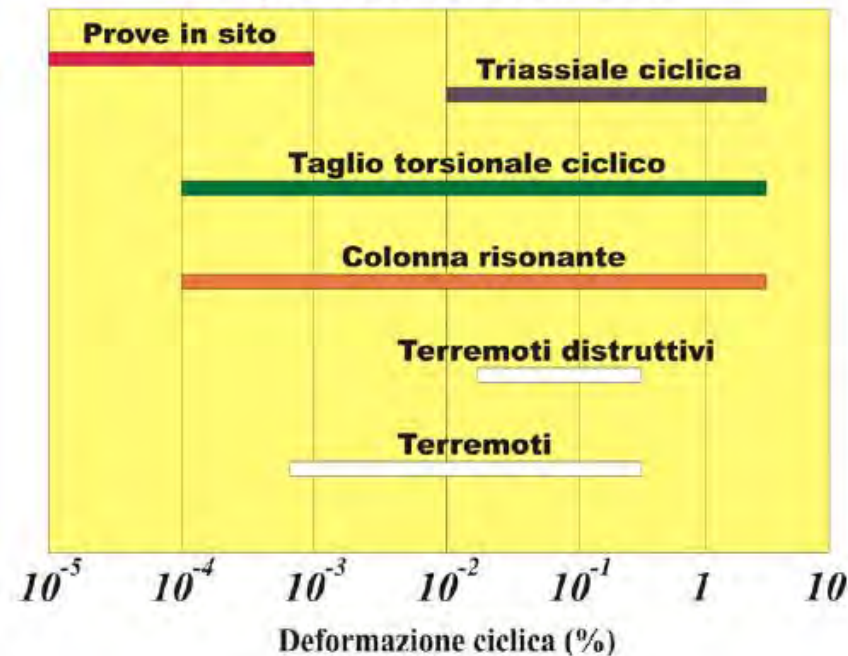


CURVE DI DEGRADO/SMORZAMENTO MATERIALI

Le curve di decadimento del modulo G_0 e di smorzamento % (damping) **devono essere derivate da specifiche analisi di laboratorio dinamico quali colonna risonante (CR), taglio torsionale ciclico (TTC), triassiale ciclico (TXC)** (condotte su campioni indisturbati).

Per una caratterizzazione più accurata è possibile accoppiare prove diverse (es. colonna risonante-taglio torsionale ciclico) in grado di verificare il comportamento dinamico su range di deformazioni e frequenze differenti.

Campi deformativi indagati con le prove cicliche e dinamiche



Tali dati potranno essere elaborati per definire delle curve continue ad es. secondo il modello di interpolazione iperbolico di Yokota et al 1981:

$$\frac{G(\gamma)}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \gamma(\%)^\beta}$$

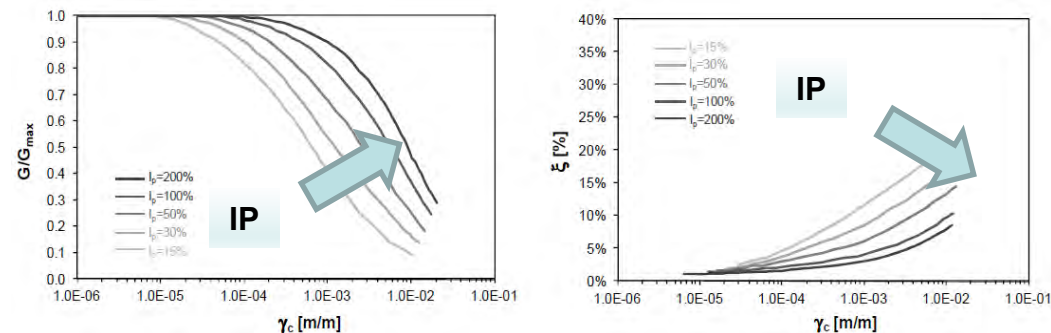
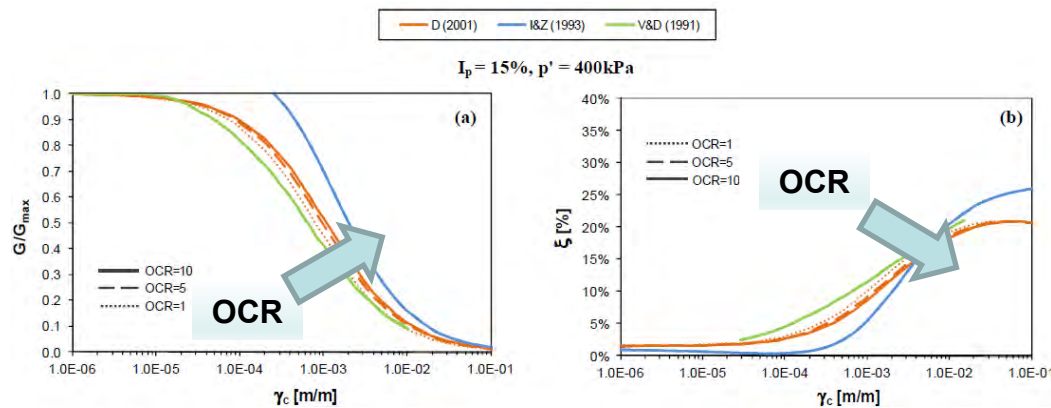
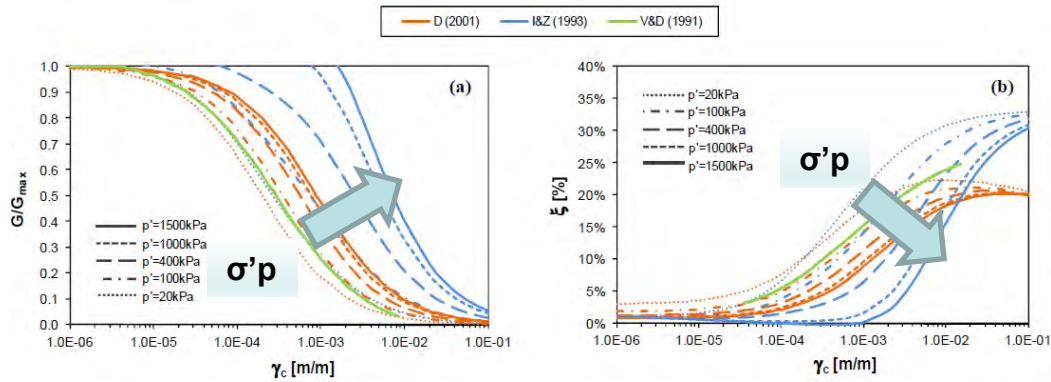
$G(\gamma)$ = modulo di taglio;
 G_0 = modulo di taglio iniziale;
 γ = deformazione tangenziale;
 α, β = costanti dipendenti dal tipo di terreno

$$D(\gamma)(\%) = \eta \cdot \exp\left[-\lambda \cdot \frac{G(\gamma)}{G_0}\right]$$

$D(\gamma)$ = smorzamento dipendente dalla deformazione;
 γ = deformazione tangenziale;
 η, λ = costanti dipendenti dal tipo di terreno

In alternativa è possibile integrare le informazioni utilizzando report di prove analoghe realizzate su terreni simili e/o curve presenti in bibliografia sviluppate da vari autori tra cui trovano un consolidato utilizzo: Seed et Al. 1986, Idriss 1990, EPRI 93, Darendeli & Stokoe 2001, Sun et Al., Dobry-Vucetic 1991, Ishibashi. Un importante ausilio sperimentale nella selezione delle curve può essere dato dall'utilizzo del SDMT..... vedremo in seguito!

CURVE DI DEGRADO/SMORZAMENTO MATERIALI



ATTENZIONE NELL'USO DI CURVE APPROPRIATE!

Il comportamento dei materiali varia con:

- Profondità/pressione di confinamento
- OCR
- IP

e in minor misura con:

- Frequenza
- N. cicli

Tipiche curve di letteratura:

Seed et Al. 1986, Idriss 1990, EPRI 93, Darendeli & Stokoe 2001, Sun et Al., Dobry-Vucetic 1991, Ishibashi & Zhang (1993).

DISCRETIZZAZIONE STRATI - MASSIMA FREQUENZA E FRAZIONE D'ONDA

- Per ottimizzare la discretizzazione dei sismostrati di spessore h e V_s , è bene prevedere almeno 6-10 punti (elementi discreti di terreno) per descrivere la generica lunghezza d'onda della vibrazione. Tale condizione comporta che, se f_{\max} indica la frequenza massima considerabile nel calcolo, lo spessore massimo $h_{\max,i}$ da assegnare all'elemento deve essere (Kuhlemeyer-Lysmer 1973):

$$V_s = \lambda * f_{\max}$$

$$\lambda = V_s / f_{\max}$$

$$h_{\max,i} = \lambda_{\text{frac}} \lambda_{\min} = \lambda_{\text{frac}} \frac{V_{s,i}}{f_{\max}} \quad \text{dove } \lambda_{\text{frac}} = 1/6 - 1/10$$

V_s = Velocità di propagazione onde V_s (m/s)

f_{\max} = max frequenza di vibrazione considerata nell'analisi e/o di interesse

λ = Lunghezza d'onda

- se lo spessore degli strati non è adeguato si rischia di «non vedere» alcuni sismostrati o di perdere informazioni su specifiche frequenze nello spettro elastico finale

Il livello di dettaglio con cui è necessario conoscere il profilo e, quindi, anche lo spessore degli strati/dimensioni mesh (2D), dipende allo stesso modo dalla lunghezza d'onda di interesse e velocità degli strati.

Per la discretizzazione del modello in analisi RSL «ordinarie» generalmente si assume:

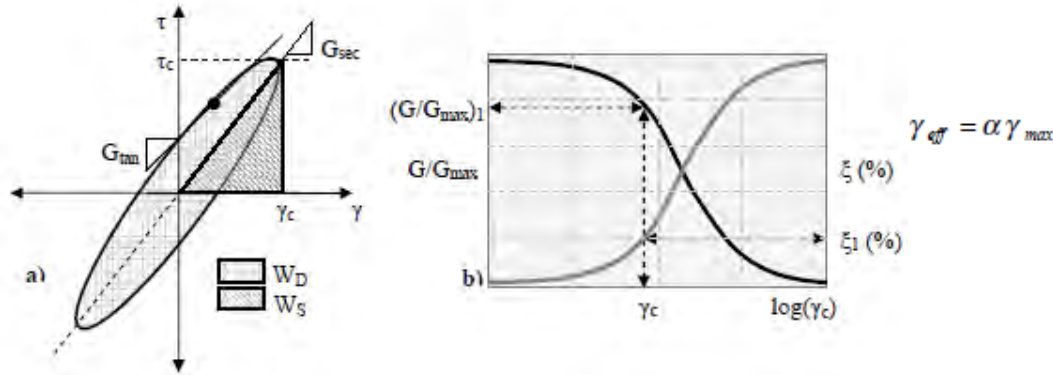
$$f_{\max} \approx 20-25 \text{ Hz}$$

$$H_{\max} \approx 1/5 - 1/10 \quad \lambda \approx 0.1-0.2 \lambda$$

Quindi per poter «vedere» orizzonti di qualche metro la discretizzazione deve essere in strati metrici o sub-metrici (es. 0.5 mt)

EFFECTIVE STRAIN RATIO

L'inclinazione del ciclo di isteresi, durante le iterazioni, dipende dalla rigidezza a taglio del terreno, corrisponde al modulo di taglio tangente G_{tan} o, mediamente, dal modulo secante G_{sec} (*modulo medio durante il ciclo*), pari a τ_c/γ_c ; τ_c e γ_c = ampiezza massima della tensione tangenziale e della deformazione di taglio.



Modello lineare equivalente: a) ciclo di isteresi b) curve di non linearità

La procedura di calcolo iterativo per ogni strato consta delle seguenti fasi:

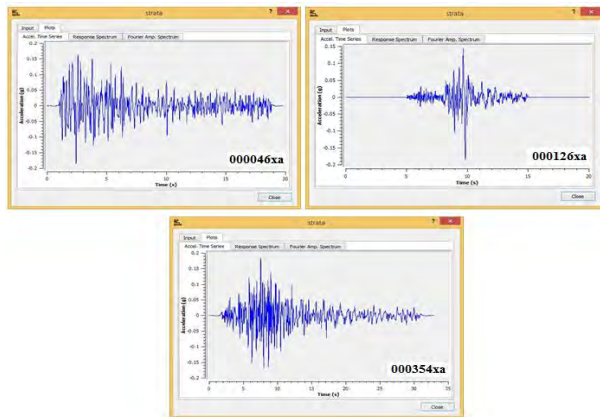
1. una prima analisi elastica con i parametri elastici e di smorzamento di basso livello deformativo/bassa degradazione;
2. sulla base del livello deformativo ottenuto si aggiornano i parametri equivalenti e si conduce una nuova analisi elastica;
3. si procede in questo modo sino a convergenza quando il livello deformativo calcolato è compatibile, entro una certa tolleranza, con il livello deformativo desunto dalle curve che descrivono i parametri equivalenti.

Nel calcolo iterativo tuttavia si utilizza un **livello deformativo effettivo** $\gamma_{eff} = \alpha * \gamma_{max}$

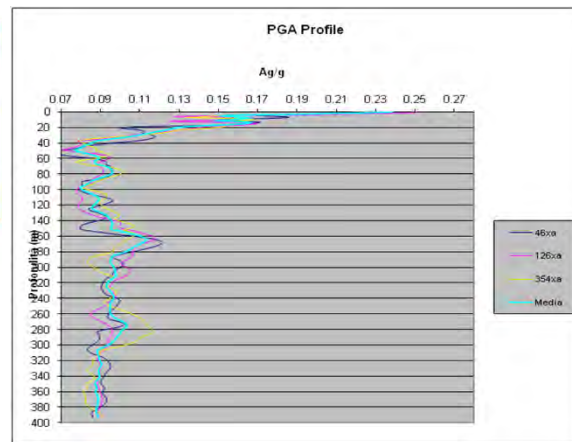
generalmente $\alpha = 0.65$ o, più correttamente, con la **Formulazione di Idriss-Sun $\alpha = (M-1)/10$** in modo da correlare il livello effettivo alla magnitudo del sisma (M). Es.: MW=6.1 => $\alpha = (6.1-1)/10 = 0.51$

In determinate situazioni un α non appropriato è quindi in grado di sovrastimare/sottostimare gli sforzi/deformazioni di taglio e, quindi, spettri e accelerazioni finali attese.

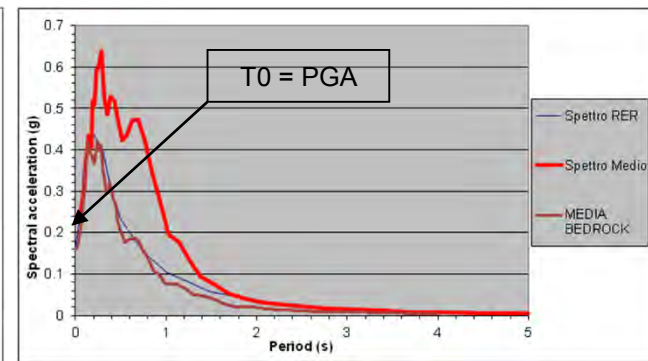
....COSA POSSIAMO OTTENERE DALLA RSL PER LA PROGETTAZIONE?



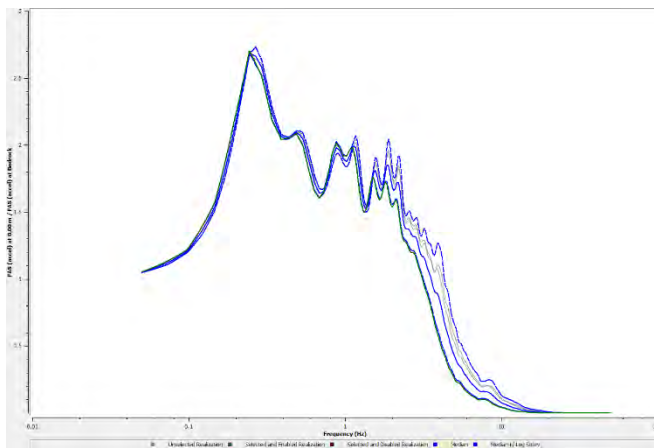
Serie temporali



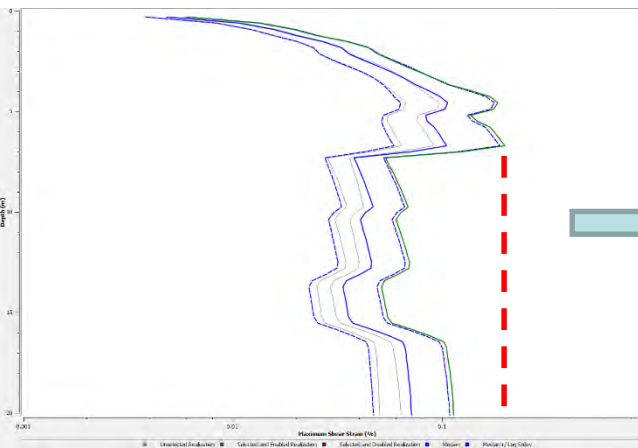
Profili



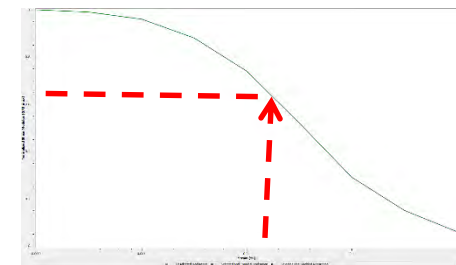
Spettri elastici
accelerazione-velocità-
spostamento



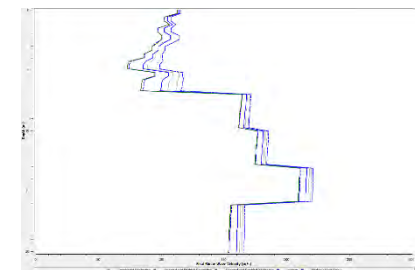
Funzione di trasferimento-
frequenze di risonanza



Profili di γ_{max}



Moduli degradati

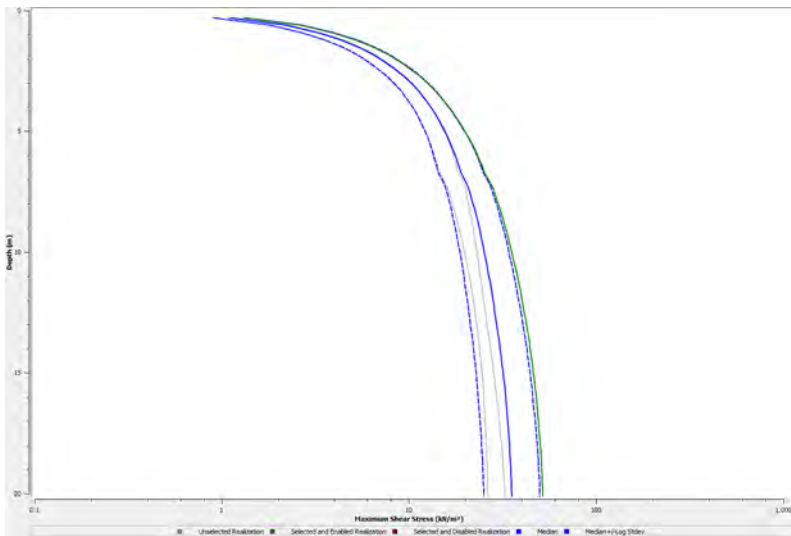


Profilo di V_s/G_0 finale

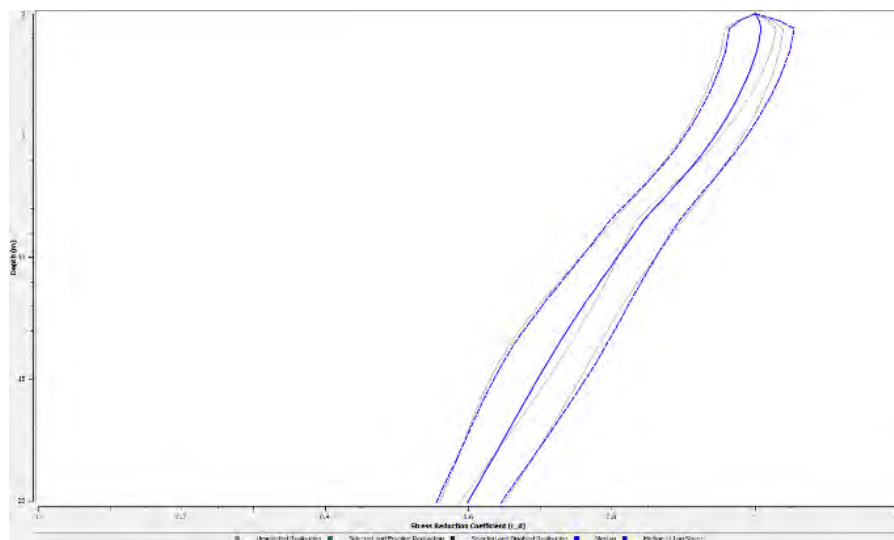
Dall'analisi dei segnali (sia input che output) si possono desumere parametri caratteristici dello scuotimento

| 000055xa | |
|--|------------------------|
| Parameter | Corrected Accelerogram |
| Max. Acceleration (g) | 0.21052 |
| Time of Max. Acceleration (sec) | 4.02 |
| Max. Velocity (cm/sec) | 1.23E+01 |
| Time of Max. Velocity (sec) | 3.54 |
| Max. Displacement (cm) | 2.3652 |
| Time of Max. Displacement (sec) | 4.01 |
| Vmax / Amax: (sec) | 0.05936 |
| Acceleration RMS: (g) | 0.02223 |
| Velocity RMS: (cm/sec) | 1.70001 |
| Displacement RMS: (cm) | 0.55648 |
| Arias Intensity: (m/sec) | 0.27816 |
| Characteristic Intensity (Ic) | 0.02003 |
| Specific Energy Density (cm ² /sec) | 105.57293 |
| Cumulative Absolute Velocity (cm/sec) | 347.32706 |
| Acceleration Spectrum Intensity (g*sec) | 0.18127 |
| Velocity Spectrum Intensity (cm) | 55.10484 |
| Housner Intensity (cm) | 43.33878 |
| Sustained Maximum Acceleration (g) | 0.15944 |
| Sustained Maximum Velocity (cm/sec) | 8.99118 |
| Effective Design Acceleration (g) | 0.21266 |
| A95 parameter (g) | 0.20787 |
| Predominant Period (sec) | 0.26 |
| Mean Period (sec) | 0.39547 |
| Significant Duration: | 4.36 |

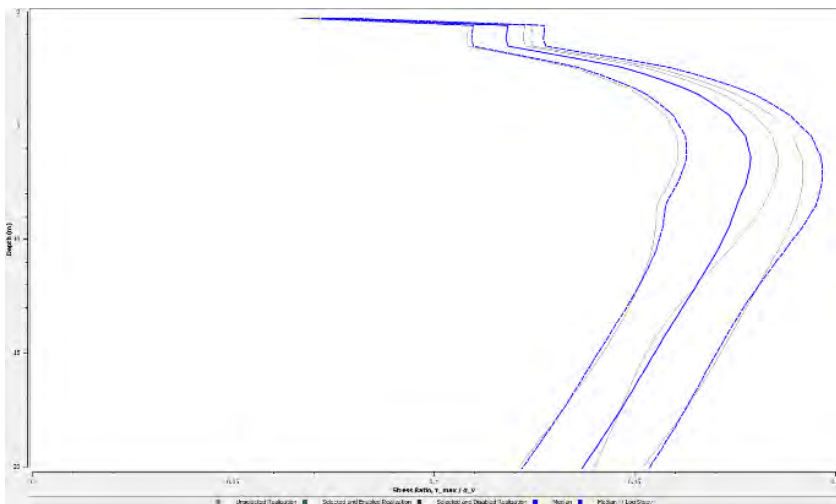
...ma per la liquefazione sono importanti soprattutto:



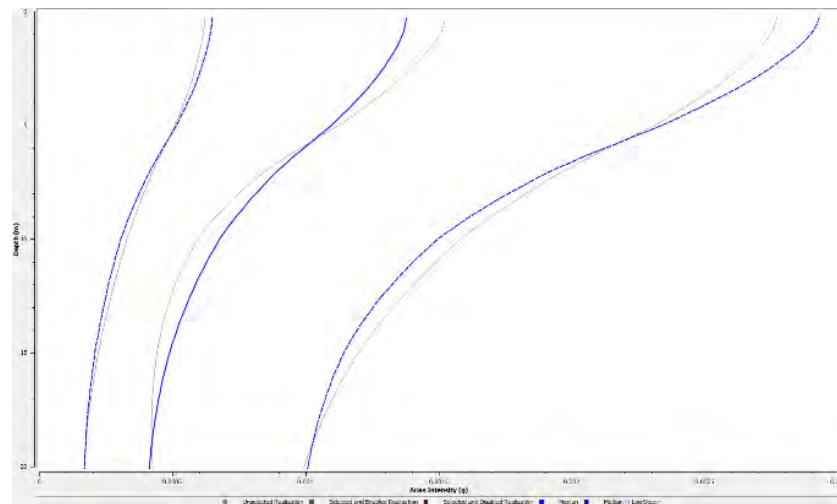
Profilo di τ_{max}



Profilo di $r_d \Rightarrow r_d = \frac{\tau_{max}}{\sigma_v \cdot PGA}$



Profilo di $SR = \tau_{max} / \sigma'_v 0$
 $CSR = (0.65 * SR)$

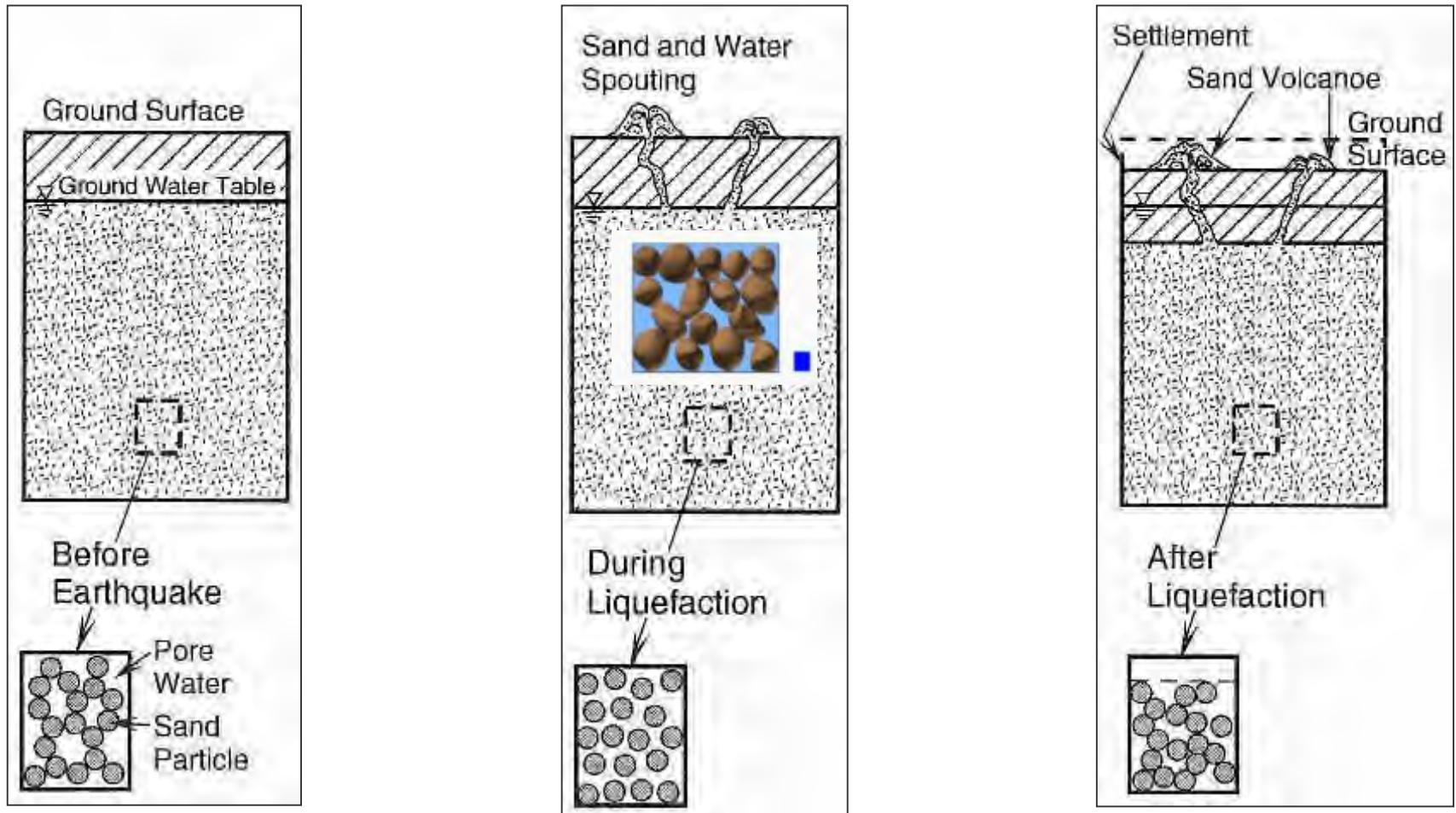


Profilo di Intensità di Arias

Come si innesca la liquefazione

Le elevate deformazioni indotte dello scheletro solido determinano l'insorgere di sovrappressioni nell'acqua (incomprimibile) circolante nei pori dei terreni incoerenti saturi, causando una riduzione della resistenza al taglio dal momento che $ru \approx 1$ ovvero quando la pressione dei pori = pressione litostatica efficace ($ru = u/\gamma \cdot H$ rapporto di pressione dei pori)

I primi fenomeni di instabilità possono iniziare già a $ru = 0.6-0.7$



...UN ESEMPIO DIDATTICO
(video1)



Durante le varie fasi dei test in laboratorio si possono distinguere secondo Seed (1976):

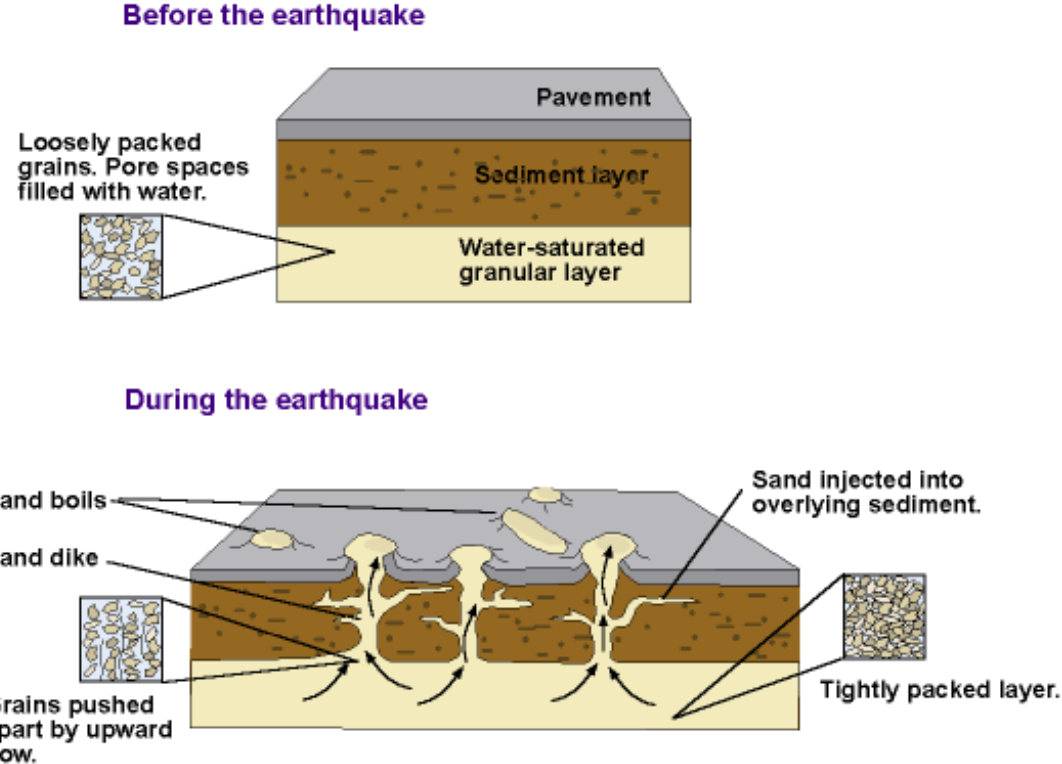
LIQUEFAZIONE INIZIALE - quando $u \approx \sigma'_v$ (carico litostatico efficace \approx pressione di confinamento) senza implicare significative deformazioni;

LIQUEFAZIONE PARZIALE – sviluppo limitato di deformazioni, nel momento in cui si esauriscono gli sforzi di taglio esterni applicati (statici e dinamici) le deformazioni si arrestano perché permane ancora una certa resistenza al taglio (liquefazione ciclica) o perché con i successivi cicli di carico il deposito mostra un comportamento dilatante (nelle sabbie dense la deformazione contrasta i processi di densificazione con aumento del volume dei pori e la pressione aumenta più lentamente annullando la pressione efficace agente al max solo brevi attimi) recuperando velocemente la resistenza (**mobilità ciclica**).

LIQUEFAZIONE TOTALE o di flusso, la deformazione è molto elevata (>20%), resistenza residua molto bassa e collasso della struttura del terreno comportandosi in modo viscoso. Si verifica soprattutto in sabbie sciolte quando i carichi/sforzi di taglio statici applicati superano tale resistenza residua o nel caso i depositi liquefatti siano su versanti abbastanza acclivi. Difficilmente avviene in sabbie molto dense perché per collassare occorrerebbe mobilitare un livello molto alto di resistenza.

Al termine, man mano che si dissipano le pressioni interstiziali, si sviluppano processi di riconsolidazione in condizioni drenate con conseguente riaddensamento e cedimento.

Le manifestazioni superficiali di un deposito in liquefazione possono essere varie:



- **mulinelli e vulcanelli di sabbia**, sospensione di acqua e particelle sabbiose/limose che fuoriescono dal terreno sottostante, attraverso fessure e fratture più o meno continue ed allungate negli strati più superficiali;

- **cedimenti nel terreno**, conseguenti all'addensamento degli strati incoerenti successivamente alla espulsione in superficie di materiale ed alla dissipazione delle pressioni interstiziali;

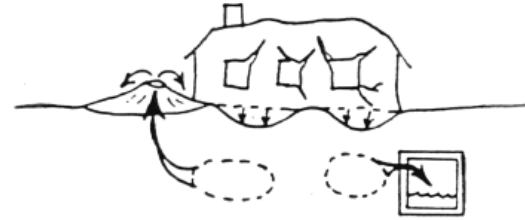
- **scivolamenti, oscillazioni e fenomeni di espansione laterale** (lateral spreading), allorché la liquefazione in strati profondi raggiunge i sovrastanti strati più rigidi, facendoli scorrere lateralmente e producendo quindi delle fratture, degli avvallamenti e danni alle strutture sovrastanti;

Perdita di portanza, cedimenti, deformazioni verticali e spostamenti

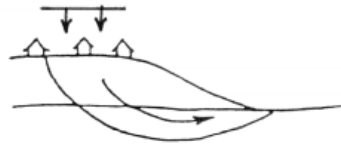
Report EERC 2003-06
Seed et Al.



(a) Ground Loss Due to Cyclic Densification and/or Volumetric Reconsolidation



(b) Secondary Ground Loss Due to Erosion of "Boil" Ejecta



(c) Global Rotational or Translational Site Displacement



(d) "Slumping" or Limited Shear Deformations



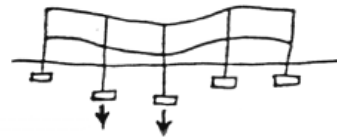
(e) Lateral Spreading and Resultant Pull-Apart Grabens



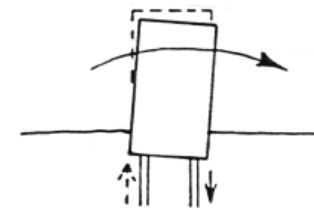
(f) Localized Lateral Soil Movement



(g) Full Bearing Failure



(h) Partial Bearing Failure or Limited "Punching"



(i) Foundation Settlements Due to Ground Softening Exacerbated by Inertial "Rocking"

VEDIAMO ALCUNI CASI

- CHRISTCHURCH – 2010/2011
- JAPAN 2011

(video 3-4)

General
General
General



Succede anche da noi ...

Emilia - maggio 2012





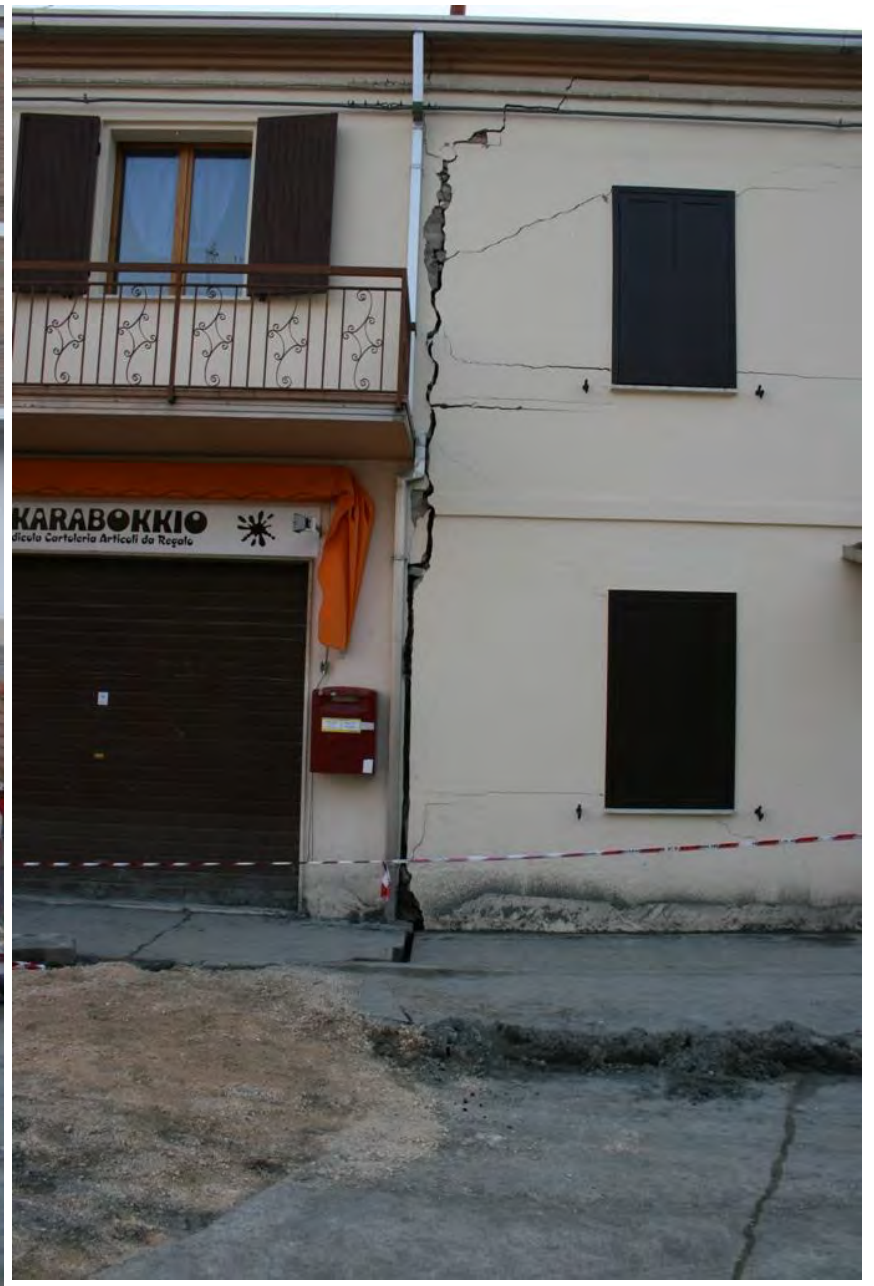














E' UN FENOMENO COMPLESSO NON SOLO MECCANICO

Il sistema idrogeologico viene fortemente messo in crisi (livelli e risalite freatiche/piezometriche anomali, locali cambiamenti nella temperatura/chimismo della acque, ecc.)

DIPENDENDO DA SPECIFICHE CONDIZIONI SISMICHE E GEOLOGICHE, TENDE A VERIFICARSI NELLE ZONE DOVE E' GIA' ACCADUTO IN PASSATO

P. Galli / Tectonophysics 324 (2000) 169–187

177

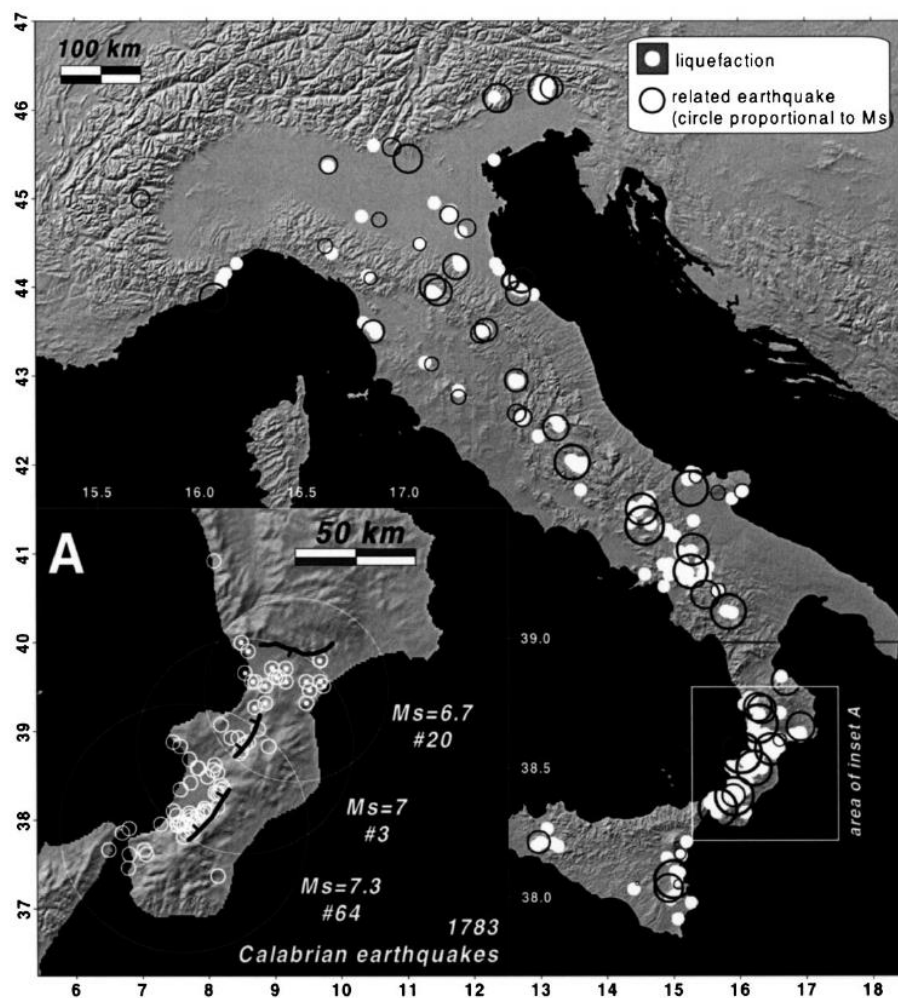


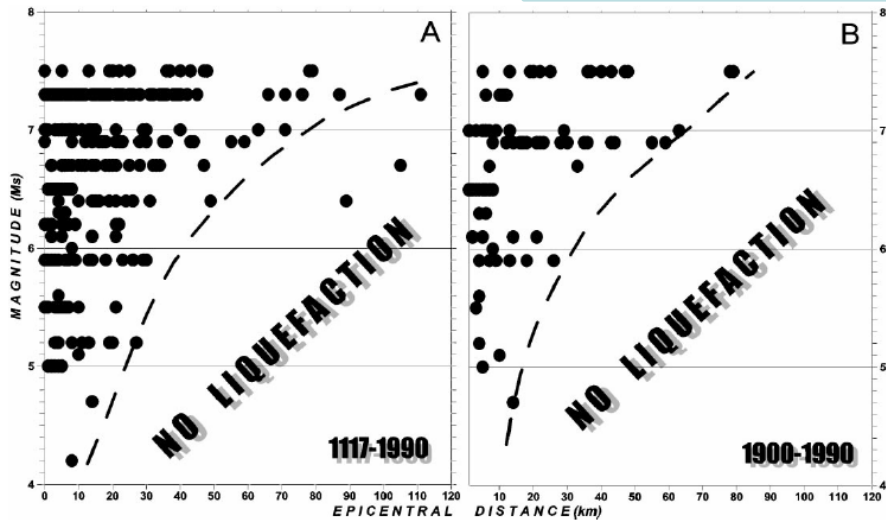
Fig. 7. Distribution map of liquefaction cases reported in Appendix A. Inset A is a particular concerning the 1783 Calabrian earthquakes. Bold lines represent the possibly seismogenic faults of the three main events (large circles, from south to north: February 5 and 7, and March 28).

Come l'Emilia, l'area romagnola, costiera, il faentino ed il ferrarese non sembrano essere nuovi a questi fenomeni

- A = ground fissuring and related phenomena
 - A1 = only ground fissures
 - A2 = water emission
 - A3 = mud, sand and gravel venting
 - A4 = mixed water and sand venting (sand boils)
 - A5 = mud volcanoes
- B = surface deformation
 - B1 = local settlement
 - B2 = local swelling
- C = differential settlement of building
- D = liquefaction evidence s.l. or without description.

P. Galli et Al., 1999 -2000

| Epicentral parameters of the seismic events | | | | | | | | | Sites with indication of liquefaction | | | | |
|---|------------|----------|-----------|-------|-------|-------|----------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------|-------------|-------|------------|
| Ref. | Date | Latitude | Longitude | I_0 | M_e | M_s | Area | Site* | Latitude | Longitude | d (km) | I_s | Type |
| 1 | 1117.01.03 | 45.330 | 11.200 | 9.5 | 6.56 | 6.4 | Verona area | Venezia | 45 26 | 12 20 | 89 | 7.0 | A2 |
| 2 | 1505.01.03 | 44.480 | 11.250 | 7.0 | 5.30 | 5 | Bologna | Zola Predosa | 44 30 | 11 13 | 3 | 7.0 | A1 A3-5 |
| 3 | 1542.06.13 | 44.000 | 11.380 | 9.0 | 5.85 | 6.2 | Scarperia | Borgo S. Lorenzo | 43 57 | 11 23 | 6 | 8.0 | A2 |
| 4 | 1542.12.10 | 37.230 | 14.920 | 9.5 | 6.4 | | Sortino | Siracusa and neighbour [2] | 37 04 | 15 16 | 36 | 8.0 | A1-2 |
| 5 | 1545.06.09 | 44.498 | 9.844 | 7.5 | 5.00 | 5.2 | Borgo V. Tarò | Pontremoli [1] | 44 23 | 9 53 | 13 | 6.0 | A1-2 |
| 6 | 1561.08.19 | 40.520 | 15.480 | 9.5 | 6.45 | 6.4 | Vallo di Diano | Muro Lucano | 40 45 | 15 29 | 26 | 9.0 | A1 A3 D |
| 7 | 1570.11.17 | 44.820 | 11.630 | 7.5 | 5.30 | 5.5 | Ferrara | Boara | 44 52 00 | 11 41 00 | 7 | 7.5 | A3-5 |
| 8 | 1570.11.17 | 44.820 | 11.630 | 7.5 | 5.30 | 5.5 | Ferrara | Ferrara (P.te S.Paolo, S.Pietro) | 44 49 40 | 11 37 00 | 1 | 8.0 | A1-5 B C D |
| 9 | 1570.11.17 | 44.820 | 11.630 | 7.5 | 5.30 | 5.5 | Ferrara | Ficarolo | 44 57 | 11 26 | 21 | 7.0 | A1 A4-5 |
| 10 | 1570.11.17 | 44.820 | 11.630 | 7.5 | 5.30 | 5.5 | Ferrara | Giara del Po | 44 48 30 | 11 41 30 | 5 | 7.0 | A1 |
| 11 | 1570.11.17 | 44.820 | 11.630 | 7.5 | 5.30 | 5.5 | Ferrara | La Punta | 44 49 00 | 11 40 00 | 3 | 7.5 | A1 A4 |
| 12 | 1570.11.17 | 44.820 | 11.630 | 7.5 | 5.30 | 5.5 | Ferrara | Localita' indefinite | - | - | - | - | A1 A3 A4 |
| 13 | 1570.11.17 | 44.820 | 11.630 | 7.5 | 5.30 | 5.5 | Ferrara | Polesino di S.Giovanni Battista | 44 50 30 | 11 38 20 | 3 | 8.0 | A1 A4 B |
| 14 | 1570.11.17 | 44.820 | 11.630 | 7.5 | 5.30 | 5.5 | Ferrara | Polesino di San Giorgio | 44 49 20 | 11 37 30 | 0 | 8.0 | A1 A4 B |
| 15 | 1570.11.17 | 44.820 | 11.630 | 7.5 | 5.30 | 5.5 | Ferrara | Torre della Fossa | 44 47 40 | 11 37 00 | 3 | 7.5 | A1 A4 B |
| 16 | 1624.03.18 | 44.650 | 11.850 | 7.5 | 5.30 | 5.5 | Argenta | Argenta | 44 37 | 11 50 | 4 | 9.0 | A1-4 C D |
| 38 | 1781.04.04 | 44.235 | 11.797 | 9.0 | 5.72 | 6.2 | Faentino | Castel Bolognese | 44 19 | 11 48 | 9 | 7.0 | A1 A3 |
| 39 | 1781.04.04 | 44.235 | 11.797 | 9.0 | 5.72 | 6.2 | Faentino | Localita' indefinite | - | - | - | - | A1 A3 |
| 40 | 1781.04.04 | 44.235 | 11.797 | 9.0 | 5.72 | 6.2 | Faentino | Pergola | 44 17 | 11 48 | 5 | 7.5 | A1 A3 |
| 41 | 1781.04.04 | 44.235 | 11.797 | 9.0 | 5.72 | 6.2 | Faentino | Quartolo | 44 15 | 11 49 | 2 | 8.5 | A1 A3 |
| 177 | 1875.03.17 | 44.070 | 12.550 | 8.0 | 5.72 | 5.2 | Rimini | Cervia | 44 16 | 12 21 | 27 | 7.0 | A1 |
| 178 | 1875.03.17 | 44.070 | 12.550 | 8.0 | 5.72 | 5.2 | Rimini | Cesenatico | 44 12 | 12 24 | 19 | 8.0 | A1-2 |



Nell'area provinciale e zone limitrofe, sia in ambito costiero che alluvionale, le cronache ufficiali disponibili registrano fenomeni riconducibili alla liquefazione oltre che nel 1570 (ferrarese) anche nei terremoti del 1624 (Argenta) e 1781 (faentino) e 1875-1916 (costa romagnola).

Un fattore assai importante, anche nella ricostruzione dei casi storici, è correlabile al rapporto tra **Magnitudo e distanza dall' epicentro**.

Fig. 9. Distribution of earthquake-induced liquefaction cases in terms of M_s and epicentral distance for the period 1117-1990 (A) and 1900-1990 (B). M_s values in (B) are from instrumental measurements. The bounding equations are reported in the text as Eqs. (12) and (13), respectively.

Al di sotto dei sedimenti dell'area padana esistono quindi strutture tettoniche attive e capaci di generare terremoti con magnitudo documentate e stimate generalmente tra 5.5 e 6.0.

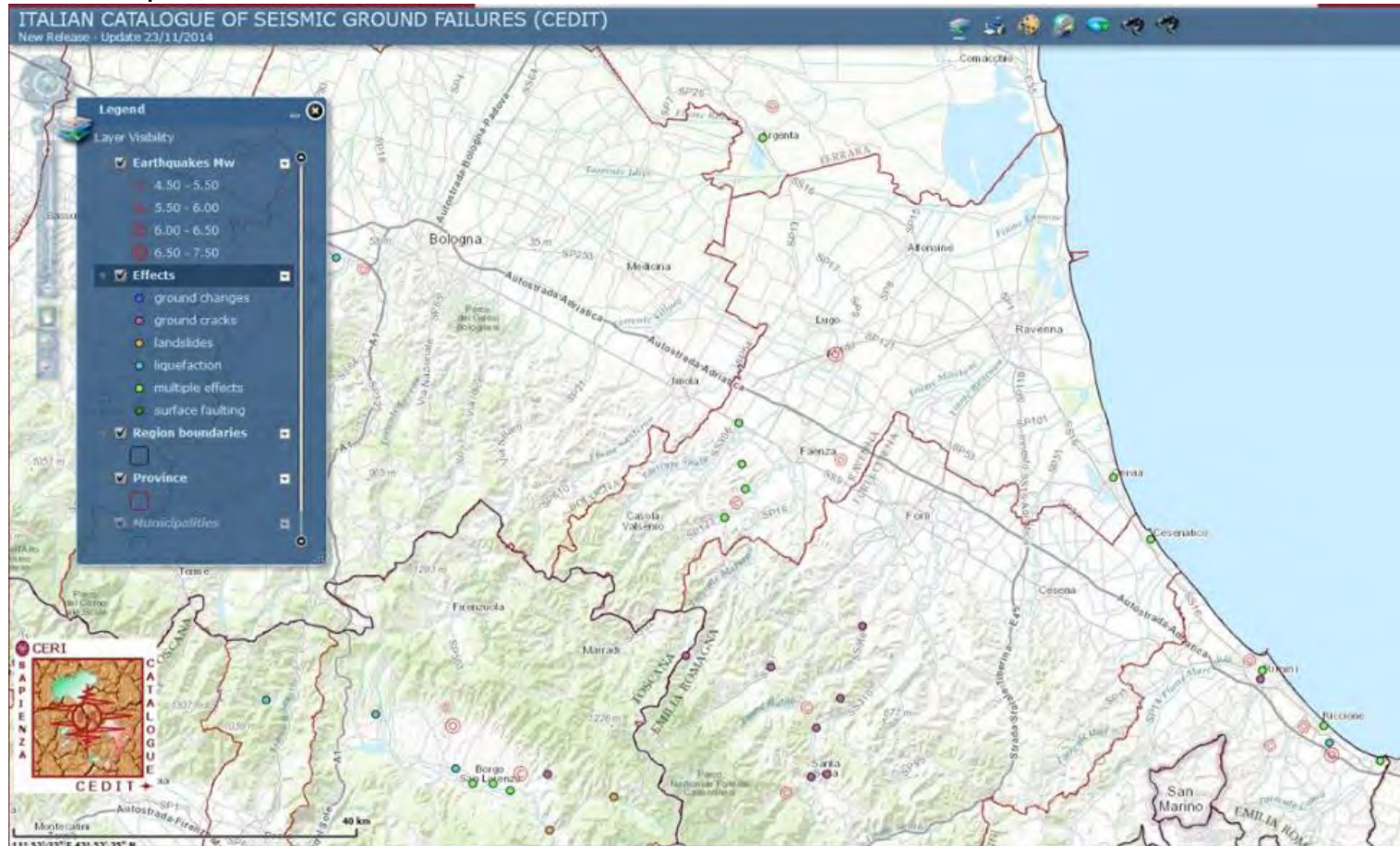
Tuttavia per molti secoli soprattutto la Pianura Padana è stata sede di ampie aree paludose e/o di fitte e impraticabili foreste con sporadici nuclei abitati; esiste quindi la possibilità che altri forti terremoti accaduti nell'area siano stati poco risentiti dall'uomo o non siano stati risentiti affatto, e quindi che non siano stati adeguatamente documentati, apparendo come terremoti minori o scomparendo del tutto dalle fonti storiche (vedi sorgente sismogenetica «Adige Plain»).



Epicertri degli eventi sismici selezionati da DBMI11 in rapporto alle sorgenti sismo-genetiche individuate dal catalogo DISS (Database of Individual Seismogenic Sources) dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

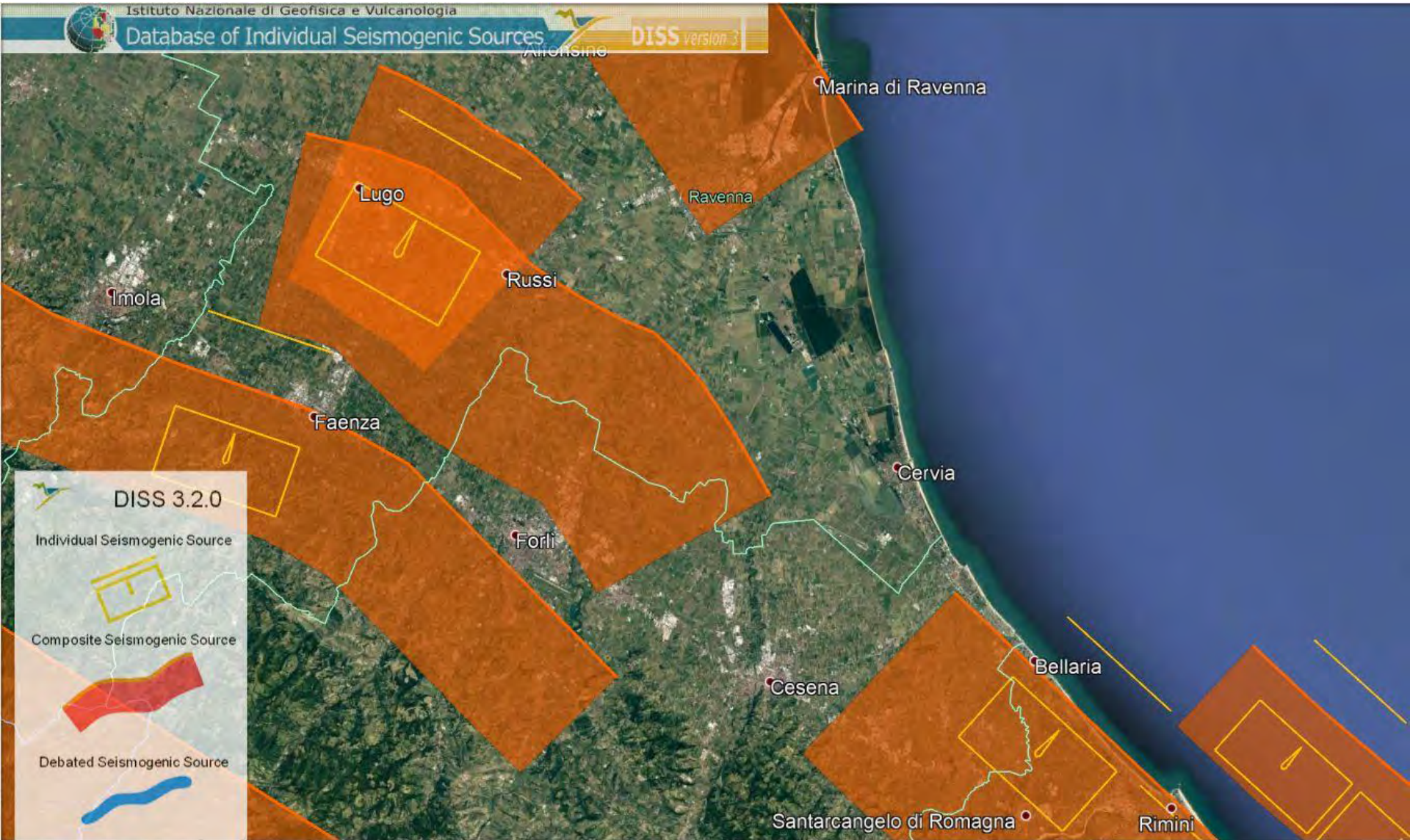
A tal proposti si segnalano:

- **Catalogo italiano degli Effetti Deformativi al suolo Indotti da forti Terremoti (CEDIT) 2012 (Web-GIS)**, realizzato al fine di censire gli effetti sismo indotti prodotti dai principali terremoti avvenuti in Italia a partire dall'anno 1000 d.C.



- Galli P. (2000)- **New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction.**
- I.N.G. (1995) - **Catalogo dei forti terremoti in Italia dal 461 a.C. al 1980.** Boschi E., Ferrari G., Gasperini P., Guidoboni E., Smriglio G. & Valensise G. (eds.)
- DISS Working Group (2010) - **Database of Individual Seismogenic Sources (DISS)**, Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas.

...facendo un zoom **sull'assetto** sismogenetico rilevato da INGV



... possiamo risalire alle caratteristiche delle sorgenti sismogenetiche principali

| Castel San Pietro Terme-Meldola | |
|---------------------------------|-----------|
| Min Depth (km) | 2 |
| Max Depth (km) | 8 |
| Strike (deg) | 110 - 140 |
| Dip (deg) | 30 - 40 |
| Rake (deg) | 80 - 100 |
| Slip Rate (mm/y) | 0.1 - 0.5 |
| Max Magnitude (Mw) | 5.8 |

| Mordano-Guarniera | |
|--------------------|-----------|
| Min Depth (km) | 3 |
| Max Depth (km) | 8 |
| Strike (deg) | 95 - 145 |
| Dip (deg) | 20 - 40 |
| Rake (deg) | 80 - 100 |
| Slip Rate (mm/y) | 0.1 - 0.5 |
| Max Magnitude (Mw) | 5.9 |

| Ascensione-Armaia | |
|--------------------|-------------|
| Min Depth (km) | 2 |
| Max Depth (km) | 10 |
| Strike (deg) | 110 - 140 |
| Dip (deg) | 25 - 45 |
| Rake (deg) | 80 - 100 |
| Slip Rate (mm/y) | 0.15 - 0.33 |
| Max Magnitude (Mw) | 6.0 |

| Fusignano-Villanova | |
|---------------------|-----------|
| Min Depth (km) | 2.5 |
| Max Depth (km) | 10 |
| Strike (deg) | 115 - 125 |
| Dip (deg) | 20 - 40 |
| Rake (deg) | 80 - 100 |
| Slip Rate (mm/y) | 0.1 - 0.3 |
| Max Magnitude (Mw) | 6.0 |

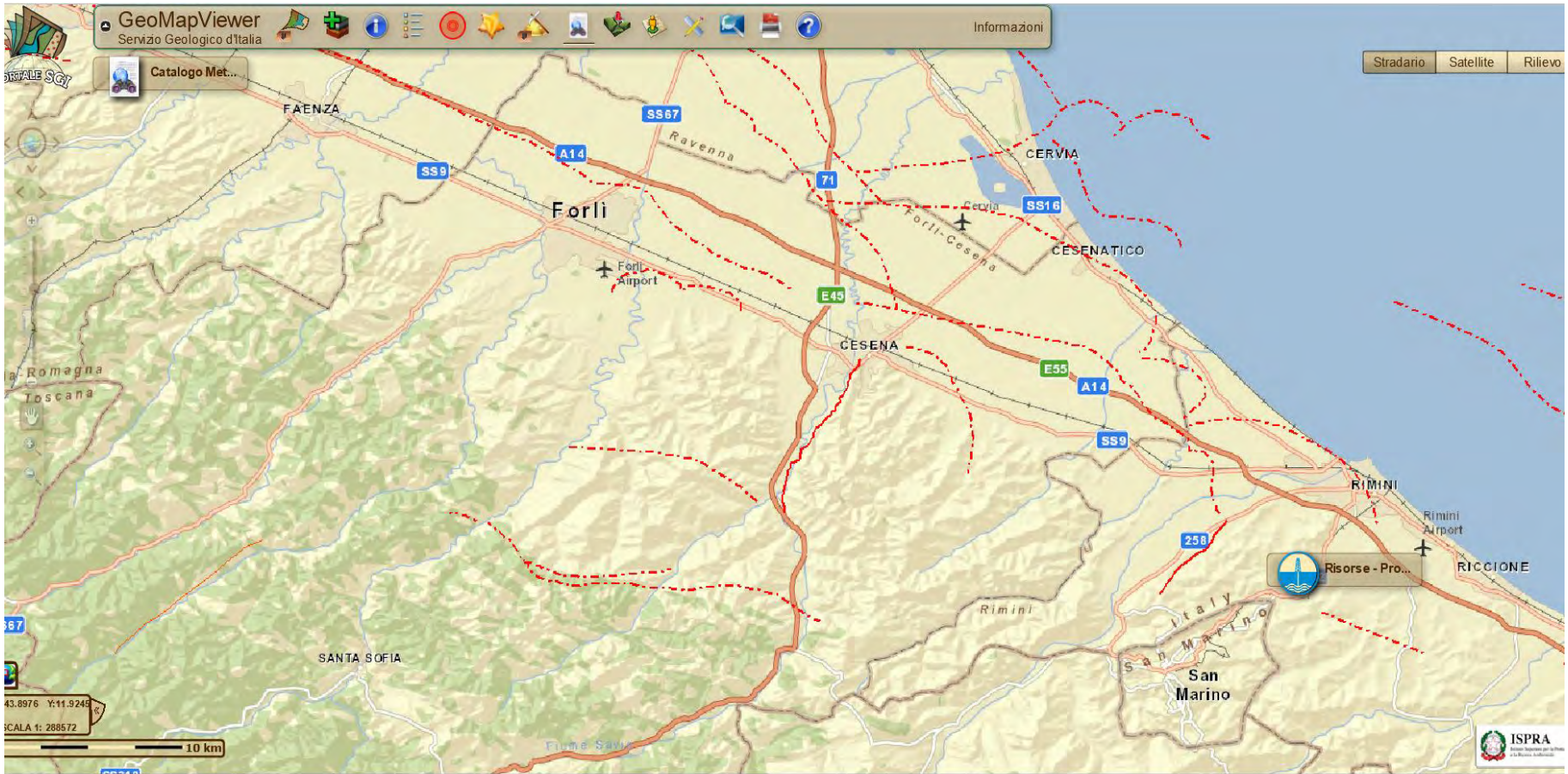
| Malalbergo-Ravenna | |
|--------------------|-------------|
| Min Depth (km) | 2 |
| Max Depth (km) | 8 |
| Strike (deg) | 85 - 150 |
| Dip (deg) | 20 - 40 |
| Rake (deg) | 80 - 120 |
| Slip Rate (mm/y) | 0.49 - 0.55 |
| Max Magnitude (Mw) | 6.0 |

| Riminese On Shore | |
|--------------------|-------------|
| Min Depth (km) | 2 |
| Max Depth (km) | 10 |
| Strike (deg) | 120 - 140 |
| Dip (deg) | 25 - 35 |
| Rake (deg) | 80 - 100 |
| Slip Rate (mm/y) | 1.00 - 1.07 |
| Max Magnitude (Mw) | 5.9 |

La caratteristica che accomuna i terremoti della Pianura Padana e zona Romagnola è che, in virtù della loro cinematica e contesto geologico, anche i più superficiali tra essi non producono fagliazione della superficie topografica, o comunque non sono noti effetti di terremoti del passato che potrebbero essere ricondotti a fagliazione superficiale = faglie cieche

Quindi possono essere investigate prevalentemente solo tramite metodi indiretti (es. sismica a riflessione di grande profondità)

attive in zona appenninica possono essere in grado di produrre anche effetti di fagliazione superficiale (affidandole un diverso grado di attendibilità in base alle informazioni disponibili)



Il catalogo ITHACA (ITaly HAZard from CApable faults) colleziona le informazioni disponibili sulle faglie capaci, cioè le faglie che potenzialmente possono creare deformazione tettonica permanente in superficie, che interessano il territorio italiano

Link: <http://sgi.isprambiente.it/GMV2/index.html>

FATTORI CHE GOVERNANO LA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE

1. CARATTERISTICHE DELLE VIBRAZIONI SISMICHE

2. PRESSIONE DI CONFINAMENTO

3. GRANULOMETRIA E MINERALOGIA

4. STATO DI ADDENSAMENTO

5. FINE CONTENT (FC)

6. STORIA GEOLOGICA ED ETÀ DEL DEPOSITO

7. CONDIZIONI DI DRENAGGIO

8. STORIA SISMICA

9. INTERAZIONE STRUTTURA/TERRENO

1. CARATTERISTICHE DELLE VIBRAZIONI SISMICHE

A) Ampiezza delle deformazioni

innesco generalmente per $\gamma \geq 5.0\%$ in doppia ampiezza da test in cella triassiale ($\gamma \geq 3.5\%$ in singola ampiezza con taglio ciclico)

↑ ampiezza (γ) => ↑ sforzo/deformazione di taglio (τ) => ↑ sovrappressioni (u) => ↓ N di cicli di innesco

B) Durata

Legata alla magnitudo e N cicli equivalenti

(per magnitudo 6.0 generalmente circa $N_{eq} = 5-12$ cicli e durata «forte» 4-10 sec a seconda delle correlazioni utilizzate)

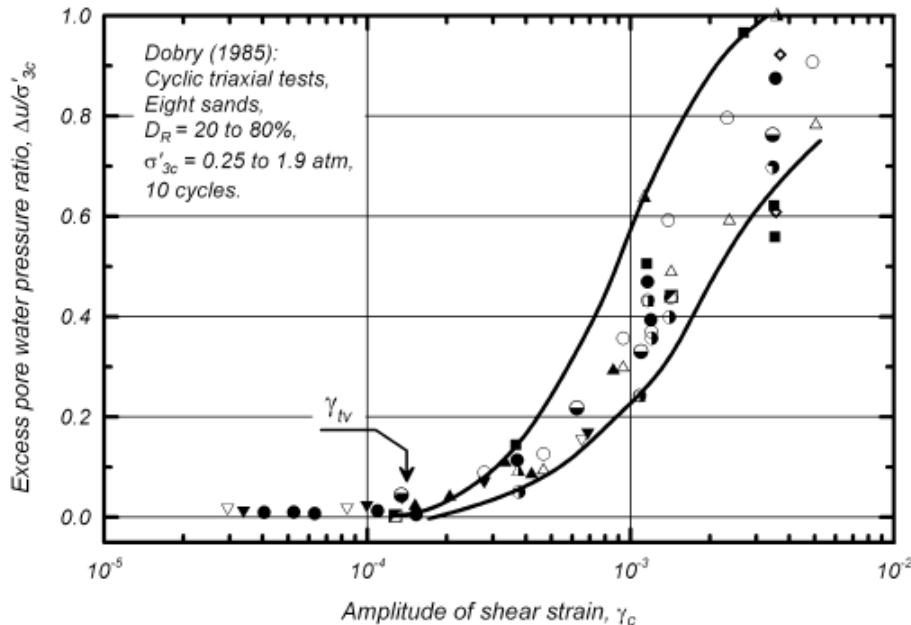
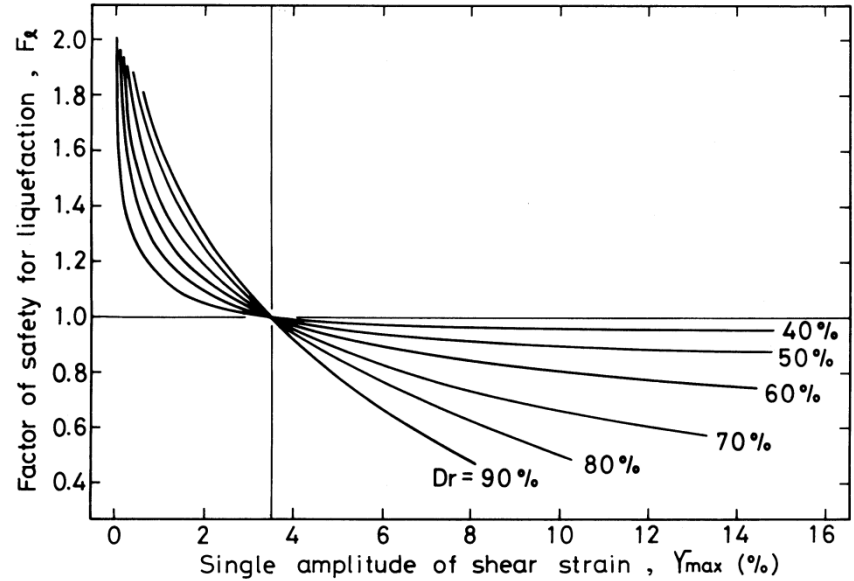
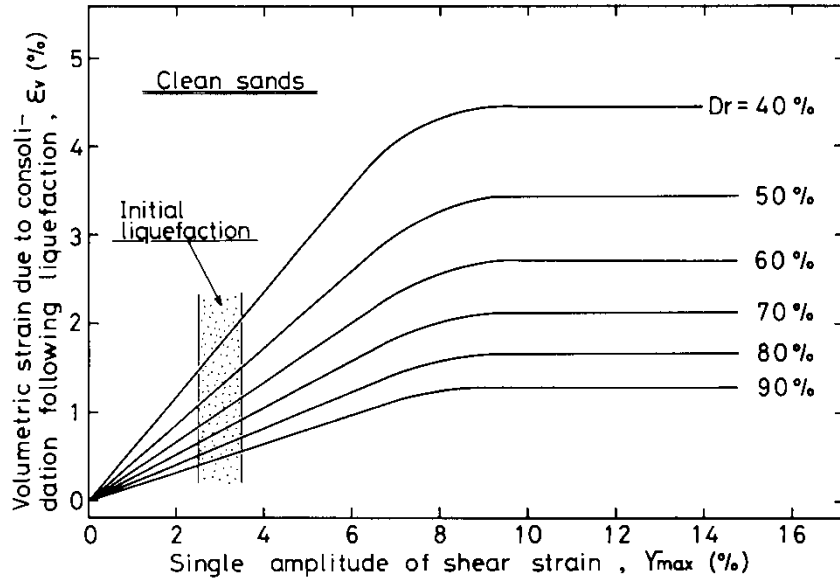
ma..... cicli equivalenti a cosa????????????????????????????????

la storia di carico irregolare viene convertita in una equivalente a carico/ampiezza costante (pari al 65% dello sforzo di taglio max) che produca, su provini di terreno sottoposti a prove cicliche di laboratorio, lo stesso incremento delle pressioni interstiziali atteso in sito (generalmente $R_u=1$, innesco liquefazione).

Equivalenza energetica tra storia irregolare e regolarizzata in funzione della resistenza ciclica offerta dai terreni di riferimento (da analisi TRX e/o taglio CD ciclici).

L'ampiezza γ_{max} condiziona: FS, il coefficiente di consolidazione volumetrica e sovrappressioni indotte

Ishihara-Yoshimine, 1992



Innesco della liquefazione con:

$\gamma \geq 5.0\%$ doppia ampiezza (TRX)

$\gamma \geq 3.0-3.75\%$ singola ampiezza
(taglio ciclico)

$\Delta u > 0.9/0.95$

Ma definire Neq da formulazioni semplificate = elevata dispersione dei risultati (talora con differenze superiori al 100%)

| Magnitudo | Numero dei cicli equivalenti | Accelerazione [g] |
|-----------|------------------------------|-------------------|
| 5.25 | 2-3 | 0.15 |
| 6.0 | 5 | 0.25 |
| 6.5 | 8 | 0.30 |
| 7.0 | 12 | 0.35 |
| 7.5 | 15 | 0.45 |

La R.E.R., sulla base delle esperienze di Seed et Al. nonché delle Linee guida AGI, nelle Direttive per la microzonazione sismica propone una tabella semplificata:

Tabella 6 – Valori del numero di cicli equivalenti corrispondenti ad un'ampiezza dello sforzo di taglio pari a $0.65 \tau_{max} = 0.65 a_{max} \sigma_{vd} / (gG)$ (a_{max} è misurato in g)

Altri metodi semplificati per la stima di Neq tengono in considerazione oltre a Mw:

R (distanza epi/ipocentrale) - **Ag** (accelerazione) - **profondità ipocentrale** - **caratteristiche sismogenetiche** (tipo di faglia) - **rapporto di stress** (generalmente si assume 0.65) - **caratteristiche litostratigrafiche,** **di** **resistenza** **ciclica,** **ecc.**

Tra questi: **Haldar-Tang 1981, Green 2001, Liu et Al. 2001, Stafford-Bommer 2009, Cetin 2009/2012, Kishida-Tsai 2103....Biondi et Al. 2004-2012, Di Filippo et Al. 2103, Castiglia - De Magistris 2015.**

Questi ultimi tre oltre ad essere fra i più completi (richiedendo l'estrapolazione di specifici parametri dagli accelerogrammi di riferimento), sono sviluppati da ricercatori Italiani e nel dataset analizzato contemplano anche i sismi italiani in relazione alle varie categorie di suolo.

...ma tornando ai fattori condizionanti della vibrazione sismica

C) Frequenza

Il campo delle frequenze che maggiormente interessa i terremoti reali è 1-12 Hz.

> Contenuto energetico in basse frequenze => maggior incremento delle Δu (incidenza sino 10%).

D) Forma Vibrazioni

Regolare/irregolare - L'irregolarità influisce favorevolmente sulla resistenza

A impulso / vibratorio – forma cicli di carico (Triangolare, rettangolare, sinusoidale) può comportare differenze di risposta fino al 30%

E) Direzione

La vibrazioni orizzontali inducono incrementi di Δu maggiori rispetto alle componenti verticali. La multidirezionalità comporta l'adozione di specifici coefficienti riduttivi (generalmente 0.8-0.9) della resistenza misurata in laboratorio (misurata secondo una sola direzione) e/o nelle formule empiriche utilizzate per la stima di cedimenti e/o deformazioni.

2. PRESSIONE DI CONFINAMENTO

$\sigma'_0 = ((1+2K_0) * \sigma'_v)/3 =$ pressione efficace media

con

$K_0 =$ coeff spinta a riposo = σ'_h/σ'_v

$\sigma'_v =$ pressione litostatica efficace

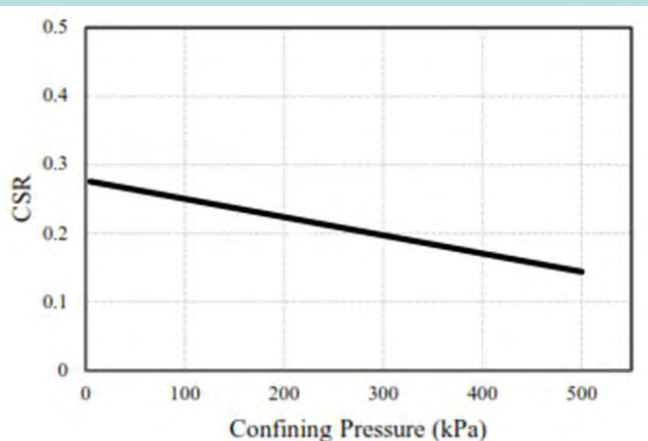
↑ σ'_0 => ↑ G_0 => ↓ CSR => ↓ γ_{max} => ↓ Δu

σ'_0 dipendendo da K_0 è legata anche ad **OCR** = parametri che condizionano la pressione laterale e che vanno attentamente considerati nelle esperienze di laboratorio ciclico perché possono comportare risultati molto differenti (fino al 30%).

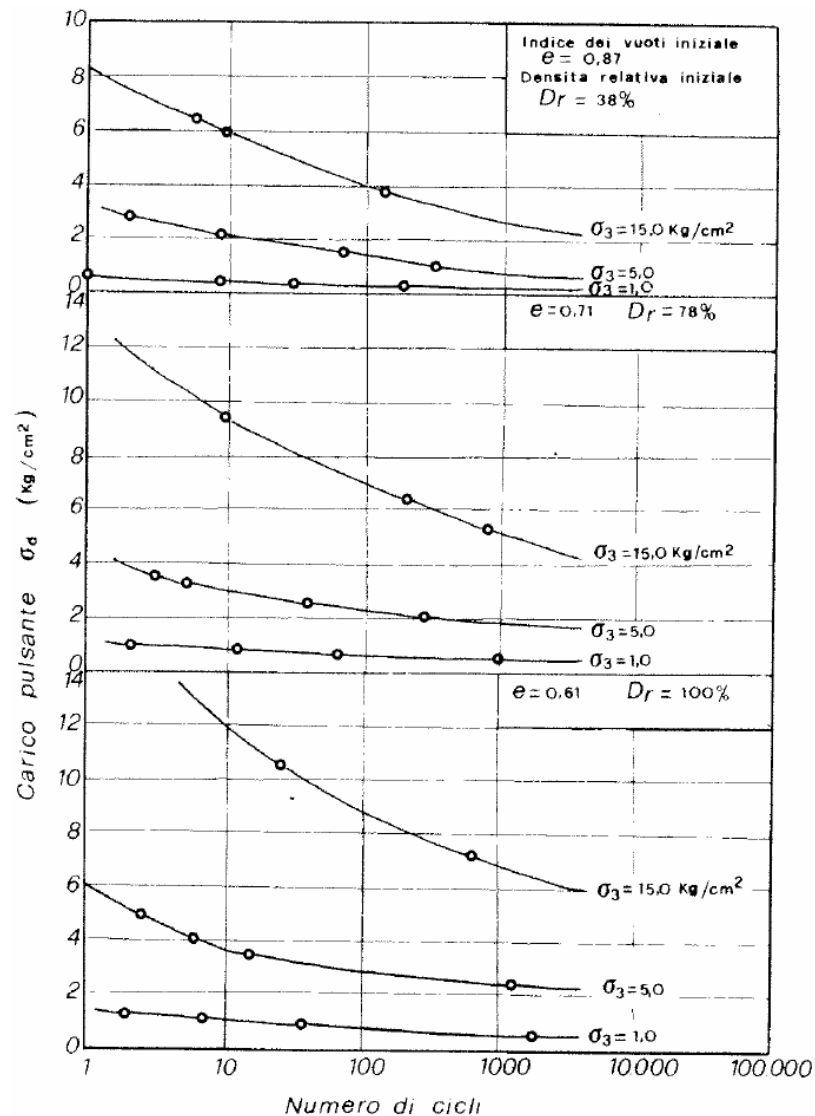
Tuttavia a parità di azione ciclica

Entro certe profondità aumenta la suscettibilità alla liquefazione

→ la σ'_0 riduce via via la capacità dilatante delle sabbie



(Sharafi et Al. 2014)



(Lee e Seed 1967)

La resistenza alla liquefazione aumenta all'aumentare della profondità

3. GRANULOMETRIA E MINERALOGIA

Dimensione, distribuzione, grado di uniformità (D60/D10) e forma dei grani

La capacità di drenaggio influenza accumulo e dissipazione delle Δu .

Granulometrie estese => maggior resistenza alla liquefazione, struttura più stabile e resistente.

Sabbie pulite con D50 \approx 0.1-0.3 mm => minore resistenza alla liquefazione

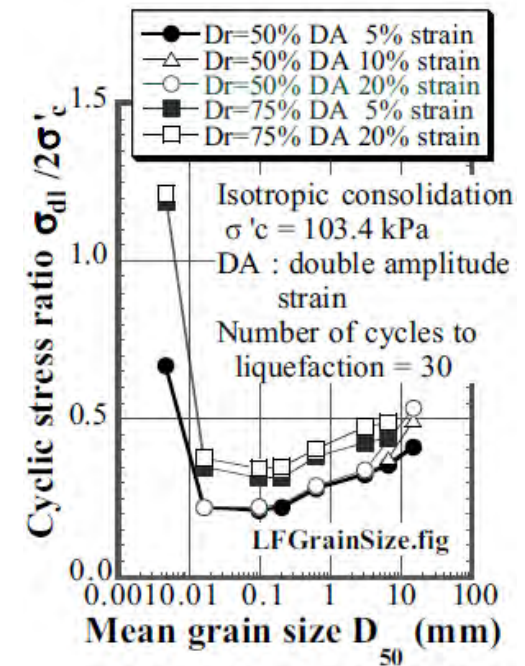
(Lee and Fitton 1969 – Towhata, 2010)

I depositi «incoerenti» fini sono più suscettibili alla liquefazione per la minore permeabilità:
la capacità di dissipare non compensa quella di accumulo delle pressioni interstiziali.

➔ Nei depositi ghiaiosi/sabbiosi (grossolani), data la maggiore capacità drenante, prevalgono gli effetti dissipativi su quelli di accumulo della pressione interstiziale = bassa suscettibilità a liquefare.

➔ **Forma arrotondata dei grani = minor resistenza per attrito rispetto a grani spigolosi**
=> maggior suscettibilità alla liquefazione

➔ sabbie calcaree rispetto a quelle silicee tendono ad avere una maggior resistenza attritiva e ciclica (per forma dei grani, rugosità superficiale, porosità interna, ecc.)



Towhata, 2010

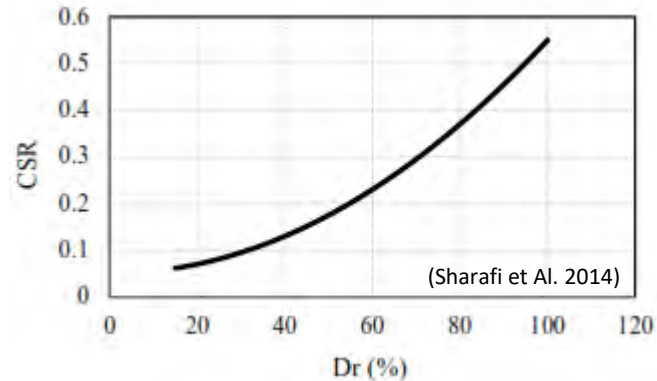
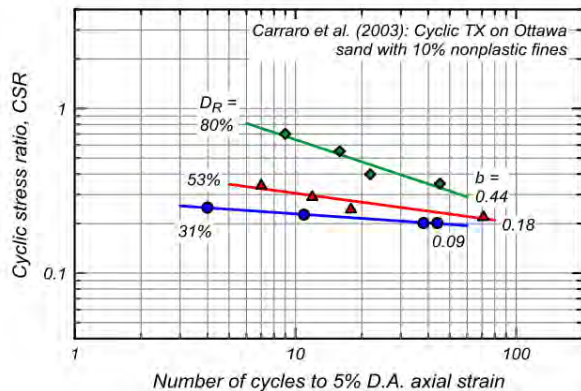
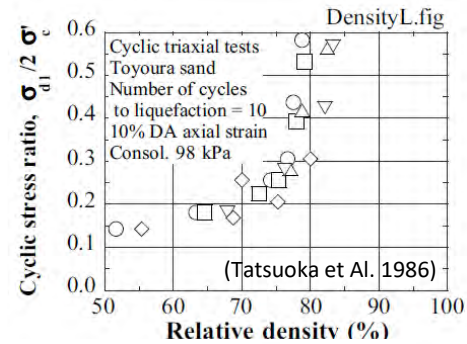
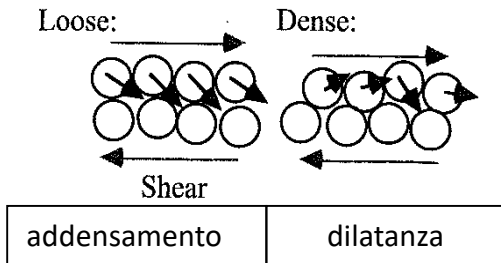
4. STATO DI ADDENSAMENTO

DR = densità relativa } $D_R = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}}$
 EO = indice dei vuoti

Lo stato di addensamento è uno dei fattori più importanti:

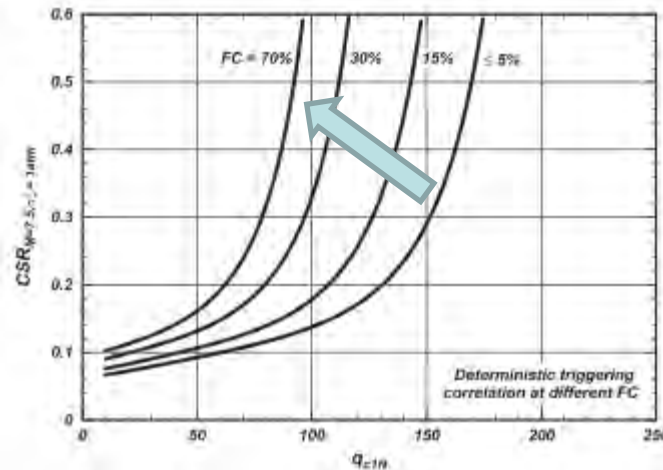
Dr bassa (<35-50%) => Indice dei vuoti alto = comportamento contraente,
 < N. di cicli, > Δu, > suscettibilità di liquefazione, > deformazioni e cedimenti

Dr alta (>60-70%) => Indice dei vuoti basso = comportamento dilatante,
 > N. di cicli, < Δu, < suscettibilità di liquefazione, < deformazioni e cedimenti



5. FINE CONTENT (FC)

Generalmente l'aumento in FC (non plastico) determina progressivamente un maggiore CRR



.....ma le evidenze di campo contrastano con quelle di laboratorio e il fenomeno è ancora un po' controverso ed oggetto di studio

Esiste un FC_{th} soglia oltre il quale le particelle più grandi non sono più a contatto tra loro e il comportamento è guidato dalla matrice fine $\approx 25-30\%$

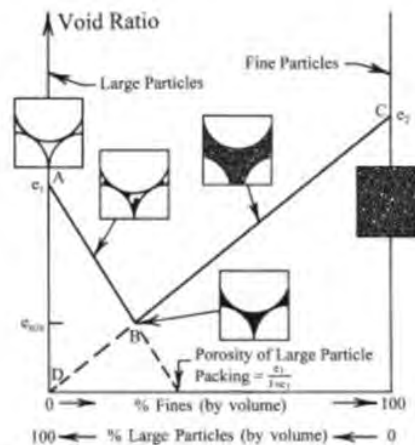
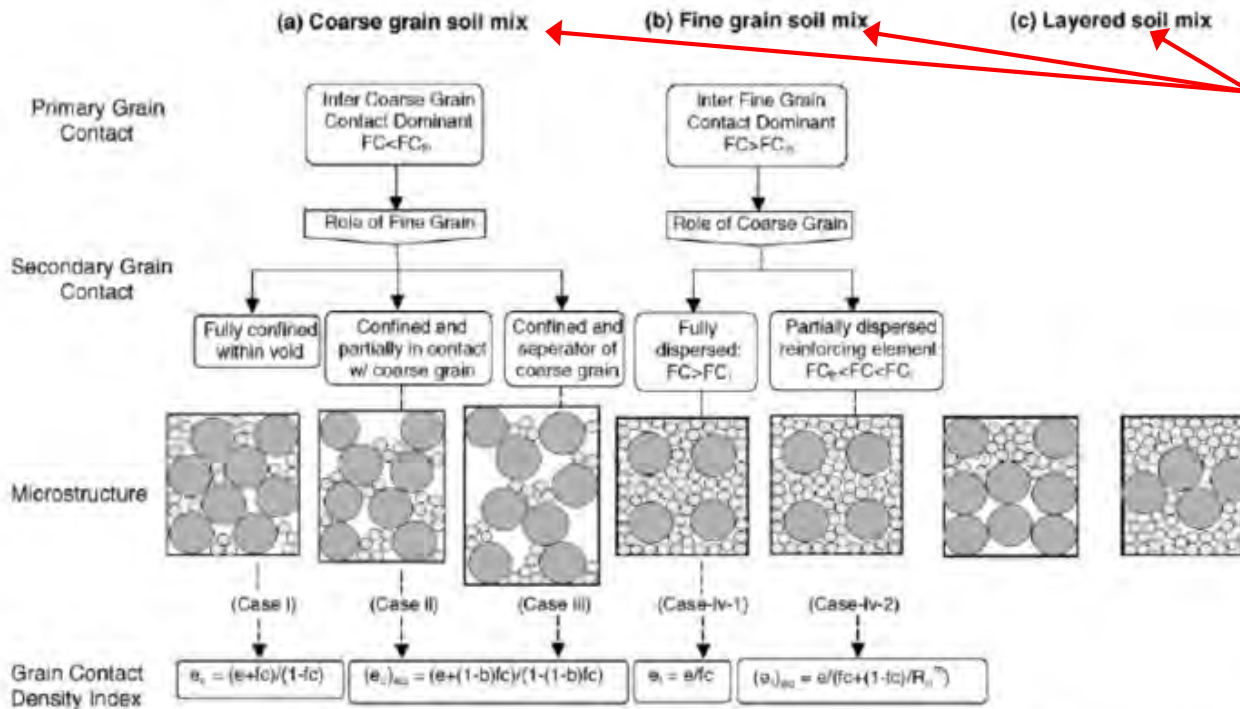


Figure 1: Schematic diagram of fine content threshold value (Lade, 2012)

La **struttura del terreno** sabbioso si configura secondo diverse tipologie in funzione del FC, della distribuzione dei granulometrica e reciproca dimensione dei grani

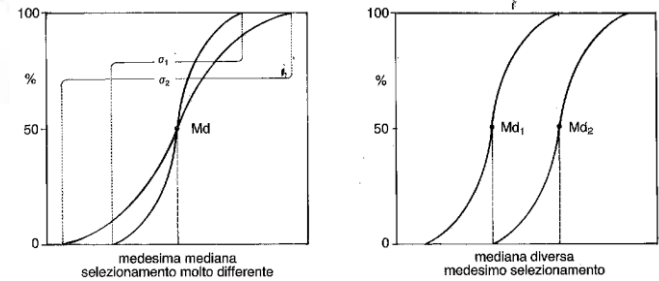


b =portion of the fine grains that contribute to the active intergrain contacts; e =global void ratio; FC =fine grains content; FC_{th} =threshold fine grains content, $FC_{th} < (100e/e_{max,HF})\%$; FC_l =limit fines content, $FC_l > 100(1-\pi(1+e)/(6s^2))\% > FC_{th}$; m : reinforcement factor; $R_v = D/d$ =particle size disparity ratio; $s = 1 + a/R_v$, $a = 10$; $e_{max,HF}$: the maximum void ratio of host fine

Figure 4: Classification of grain fabric in sand matrix soils (Thevayanagam and Martin, 2002)

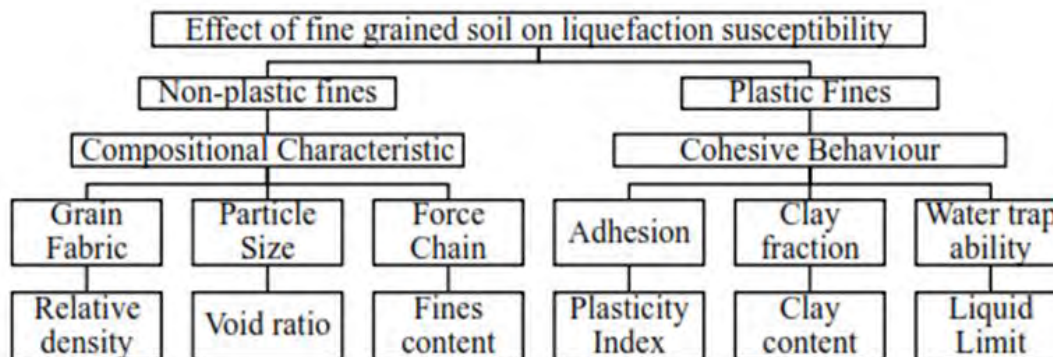
Aumento FC
=
progressivo allentamento dei contatti intergranulari dello scheletro grossolano

diverso rapporto scheletro solido/matrice = diverso comportamento

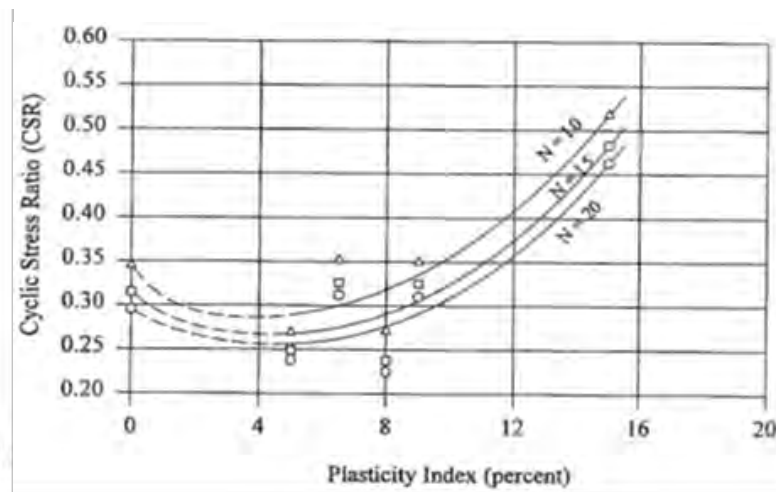
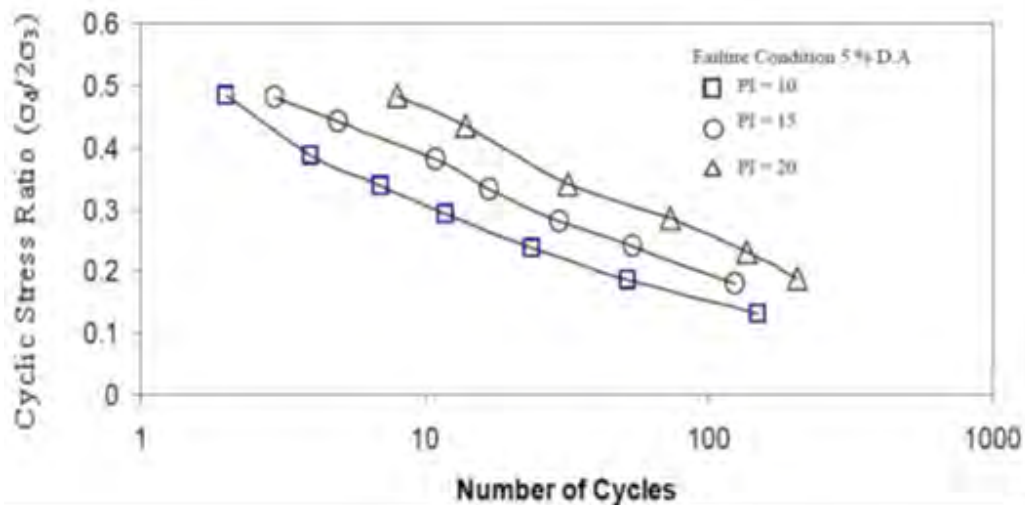


(Bosellini et Al. 1989)

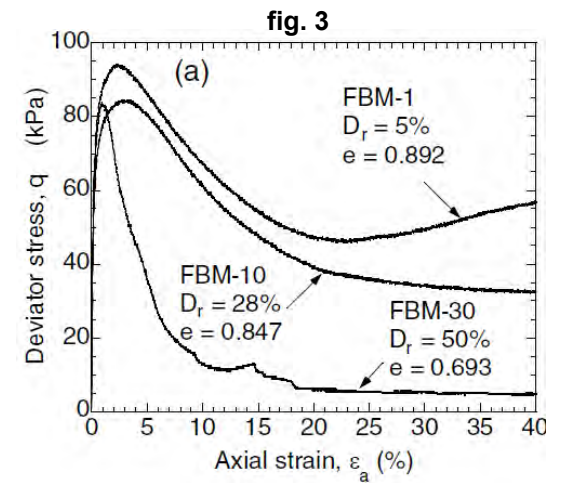
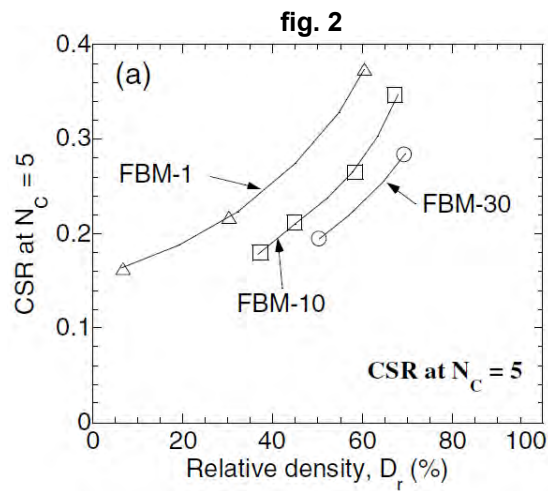
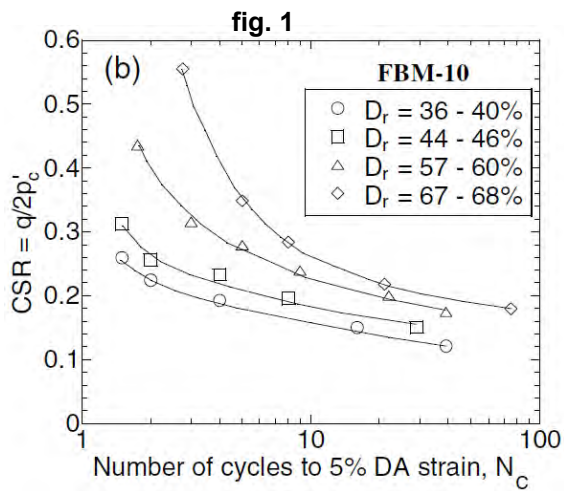
gli effetti di **FC** – **struttura/matrice** – **mineralogia (grani e matrice)** si combinano variamente.....



.....determinando un diverse modalità di resistenza meccanica, drenaggio dei fluidi e di incremento/dissipazione delle sovrappressioni



(Prakash-Puri 2010)

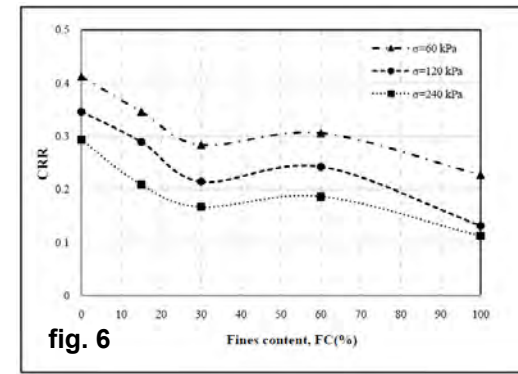
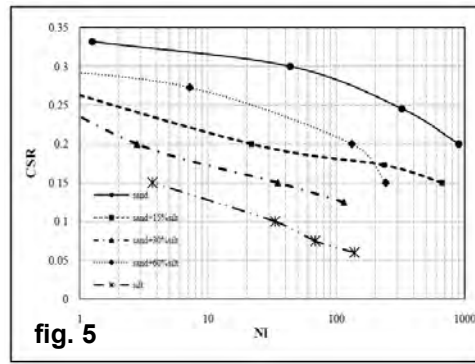
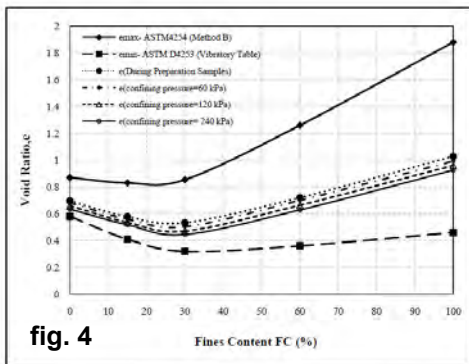


a parità di FC (figura 1), la resistenza ciclica aumenta al crescere della DR, mentre a parità di DR (figura 2), la resistenza ciclica diminuisce all'aumentare del FC (forse il fattore più influente) ...in soldoni...

a parità di condizioni di stato (es. in condizioni di stato stazionario con parametro di stato $\psi=0$) l'aumento del contenuto in fine tende a rendere la sabbia più contraente, come peraltro evidenziato anche in condizioni di sollecitazione monotonica (figura 3) (Cubrinovsky e Reese).

L'indice dei vuoti «e0» tende ad aumentare con il FC e tuttavia, in analogia a Cubrinovsky, su silt e sabbie medio-fini, ad una medesima DR, tende ad avere un andamento non costante con un minimo intorno a FC= 25-30% (Baziar et Al. 2011, fig. 4-5-6)

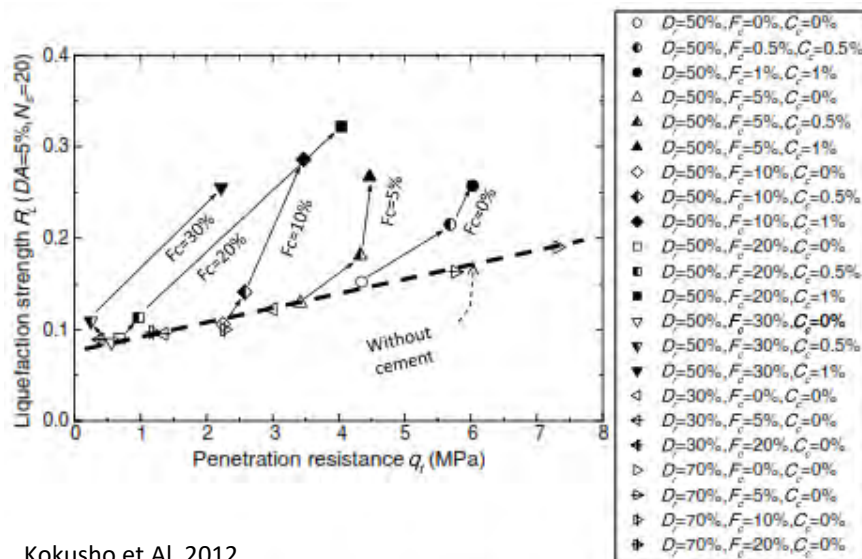
TUTTAVIA LA DR RISULTA ESSERE L'ELEMENTO CHE CONDIZIONA MAGGIORMENTE IL COMPORTAMENTO DEL MATERIALE INCOERENTE E LA SUA RESISTENZA CICLICA.



Tale incongruenza nell'effetto di FC, osservato tra esperienza di campo e simulazioni di laboratorio, sembra imputabile al fatto che la struttura del terreno ed i fenomeni di «aging» (mutuo incastro, pseudocementazione, OCR, ecc.) in natura sortiscano un effetto significativo soprattutto nel comportamento compressivo della matrice fine (difficilmente riproducibile in laboratorio) Kokusho et Al. 2012

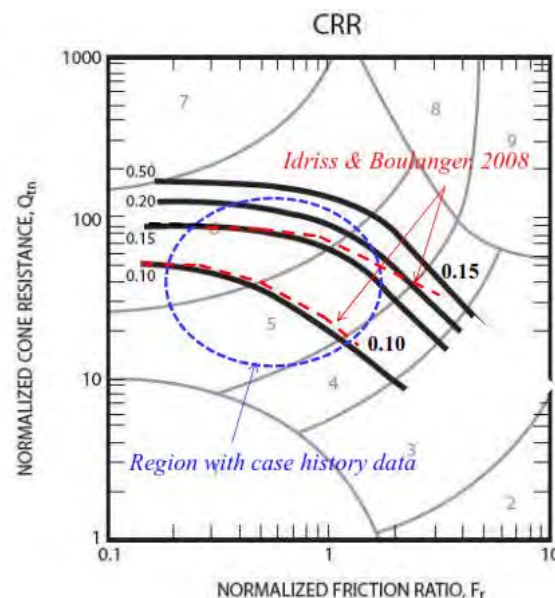
In tal caso l'aumento di CRR con il FC nei metodi semplificati viene correlato prevalentemente con:

- resistenza alla penetrazione (Qc-N60)
- Dr



Kokusho et Al. 2012

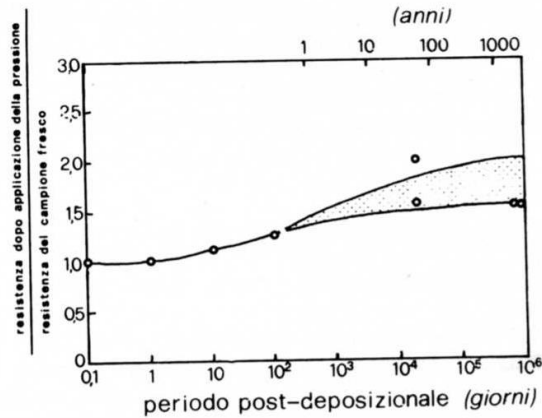
Liquefaction strength R_L versus penetration resistance q_f diagram for different values of D_r , F_c and C_c



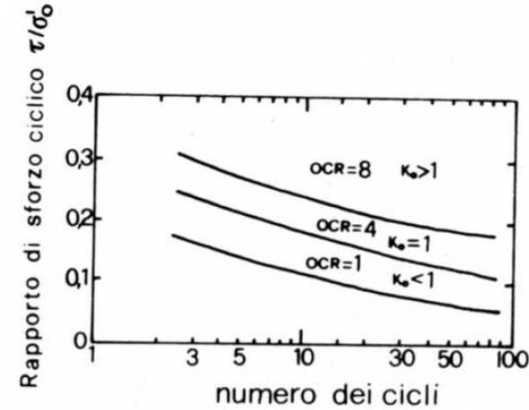
Robertson & Webinar. 2013

.....ecco perché gli autori, per opere di particolare importanza, raccomandano sempre il prelievo ed analisi di campioni di laboratorio

6. STORIA GEOLOGICA ED ETÀ DEL DEPOSITO



(Mori et Al. 1978)



(Seed e Peacock, 1971)

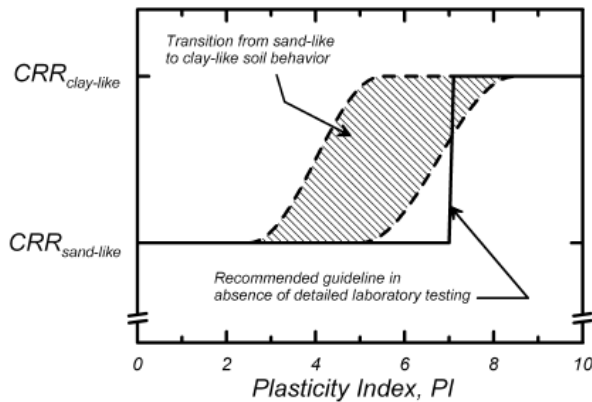
La storia geologica e l'età del deposito, in conseguenza dei processi di consolidamento e dei fenomeni di invecchiamento “aging” (incrudimento viscoso, pseudocementazione, ecc.), determinati dall'ambiente chimico-fisico e della relativa storia tensionale, **giocano a favore della resistenza alla liquefazione.**

Tale situazione deve essere stimata al fine di adottare idonei criteri di giudizio e fattori correttivi sulle simulazioni effettuate (es. preparazione campioni e/o stime sulla base dei valori di Vs).

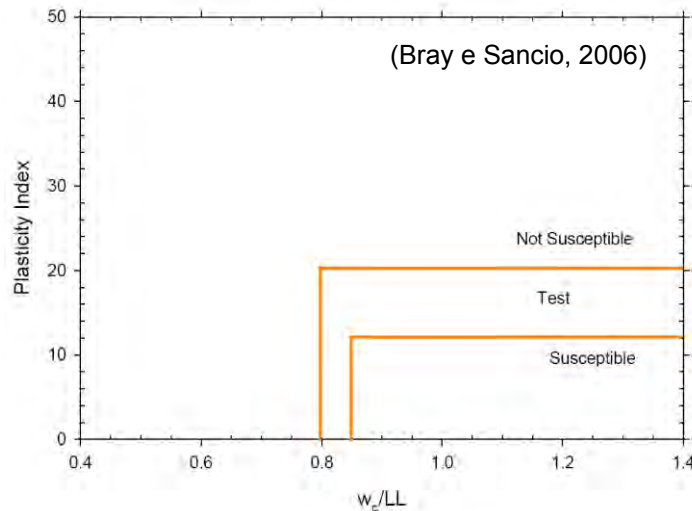
La storia geologica, in particolare il livello di struttura e cementazione fra i grani, condiziona fortemente i parametri legati alla pressione di confinamento: **K0 (coeff. Spinta a riposo)** e di **OCR (grado di sovraconsolidazione= $\sigma'p/\sigma'v$)**

Aumentando **OCR** aumenta anche **K0** e di conseguenza la resistenza alla liquefazione.

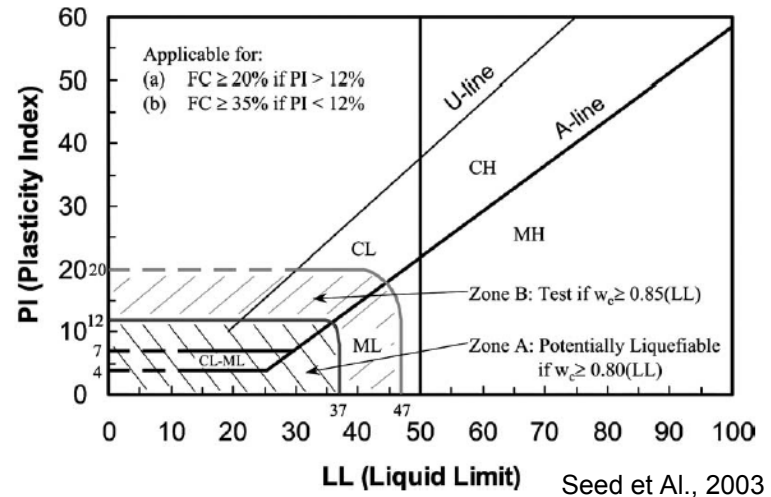
In funzione del **contenuto in limo ed argilla**, i terreni vengono ritenuti non liquefacibili in funzione di **soglie di IP (indice di plasticità)** ed altri parametri che ne contraddistinguono il comportamento prettamente coesivo (**clay-like**) e che si riportano di seguito:



(Boulanger, 2008) **liquefacibile se $IP < 7$**



Liquefacibile se $IP < 12$ e $W_c/LL > 0.85$ $W_c = cont. in acqua$ $LL = limite liquido$



Tali terreni (clay-like) tuttavia possono essere soggetti a sensibili **fenomeni di degradazione ciclica** delle caratteristiche di resistenza ed a significativi cedimenti e deformazioni.

7. CONDIZIONI DI DRENAGGIO

Per ogni ciclo di carico con ampiezza (γ_{max}) > soglia di deformazione volumetrica γ_v , in cui la durata Δt è minore del **tempo di dissipazione (dipendente da caratteristiche di permeabilità/drenaggio del deposito)**, si ha un incremento di Δu .

A grandi linee si può considerare che durante la fase forte del sisma $\Delta t_{sisma} \approx 0.1 \text{ sec}$ e, quindi a titolo esemplificativo si possono fare le seguenti valutazioni indicative:

| Tipo | Tempo di dissipazione (s) | Confronto con Δt_{sisma} |
|----------------------|---------------------------|---|
| Limo | 55.000 | Maggiore di Δt_{sisma} |
| Sabbia fine | 7 | Maggiore di Δt_{sisma} |
| Sabbia media | 2 | Maggiore di Δt_{sisma} |
| Sabbia grossa | 0.35 | Paragonabile a Δt_{sisma} |
| Ghiaia | 0.002 | Minore di Δt_{sisma} |

Aldo di Bernardo 2011

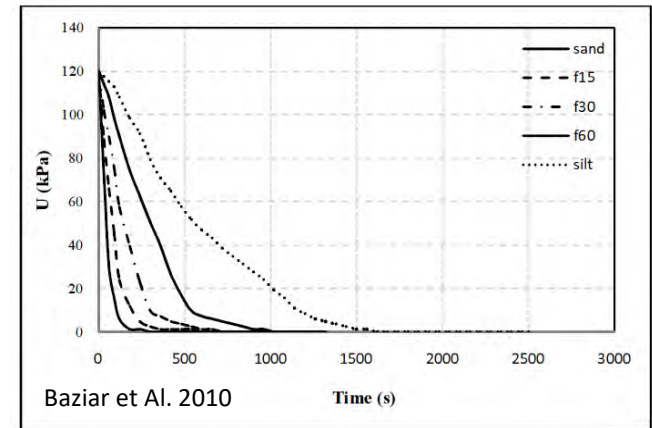


Fig. 4. Variation of Pore water pressure in time according to different samples tested

- ➔ Condizioni litostratigrafiche che ostacolano la capacità di drenaggio di un deposito, es. interstratificazioni con depositi argillosi impermeabili, possono determinare lunghi tempi di dissipazione e accumuli di Δu superiori rispetto a quelli propri del deposito incoerente omogeneo.
- ➔ Il fenomeno di liquefazione fino ad esaurimento delle Δu o una loro sensibile diminuzione può durare alcune decine di minuti.
- ➔ In Emilia Mw 5.9 + Mw 5.1 “a pochi minuti di distanza” ed “a breve distanza” in terreni medio-fini a bassa capacità drenante può aver giocato un ruolo sicuramente importante (GDL Emilia Romagna)
- ➔ Anche in diversi aftershock del sisma 2011 a Christchurch è successa una cosa simile, con sovrapposizione cumulativa degli effetti a decine di minuti di distanza tra i singoli eventi

8. STORIA SISMICA

Storicamente fenomeni di liquefazione estesa tendono a ripresentarsi in aree dove già si sono verificati in passato. Non sempre il preshaking attribuibile a sismi pregressi entro un certo lasso temporale ha effetti negativi.

Se non vengono superate soglie deformative $> 0.2 - 1\%$ (Finn, 1981), sovrappressioni $< 60\%$ di σ'_0 , (Singh et Al. 1980) e che non raggiunga, comunque, le condizioni di comportamento dilatante, sviluppando al massimo condizioni di inizio di liquefazione o liquefazione parziale, il preshaking può avere un effetto positivo perché il terreno può avere un riassetto della struttura verso una situazione più stabile, soprattutto per depositi a granulometria estesa.

Diversamente se nella storia del deposito si verificano terremoti distruttivi con sviluppo di liquefazioni totali ed elevate deformazioni, si ha una distruzione della struttura del terreno e dei relativi legami, incastri e delle eventuali cementazioni, rendendolo maggiormente suscettibile a liquefazioni future.

9. INTERAZIONE STRUTTURA/TERRENO

Il comportamento del sistema opera/terreno andrebbe simulato con una modellazione molto sofisticata agli elementi finiti. In ogni caso modelli semplificati tengono in considerazione gli effetti del sovraccarico della struttura sul terreno (**Fattore correttivo $K\sigma$**), nonché il comportamento dinamico della struttura ed il suo grado di accoppiamento con il terreno (funzione della geometria, dei relativi periodi di vibrazione, della rigidità sismica del terreno).

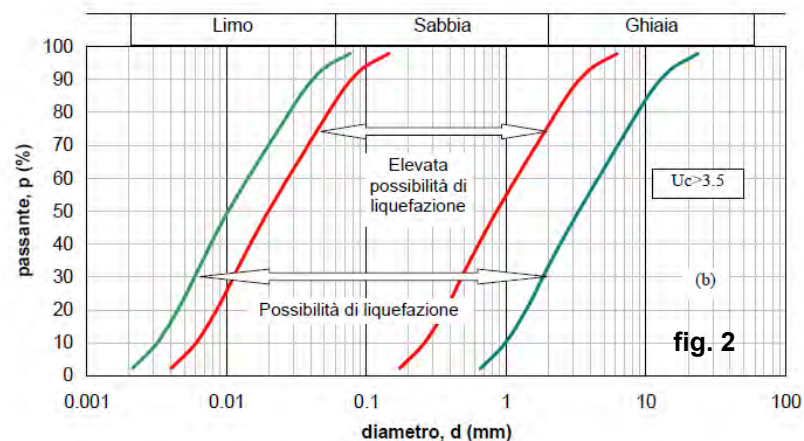
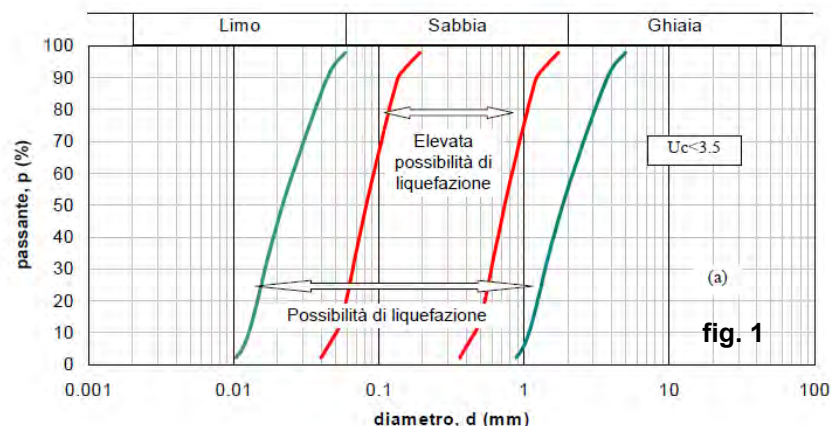
Deve essere valutata anche la presenza di eventuali stati tensionali statici di taglio indotti da sovraccarichi, situazioni di pendio/scarpa o in presenza di opere di contenimento (si sommano allo sforzo di taglio ciclico), in grado di accentuare le caratteristiche di innesco. **Fattore correttivo $K\alpha$**

In tal caso si evince che generalmente nei fabbricati le maggiori sollecitazioni vengono sviluppate in corrispondenza delle estremità degli apparati di fondazione rispetto alle zone centrali, rispetto alle quali si ha una maggior possibilità di innesco e sviluppo dei fenomeni di liquefazione/cedimento post-sismico.

COSA DICONO LE NORME

La verifica a liquefazione **può essere omessa quando si manifesti almeno una** delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo **M inferiore a 5**;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) **minori di 0,1g**;
3. profondità media stagionale della falda **superiore a 15 m** dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. **distribuzione granulometrica** esterna alle zone indicate nella Figura 1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



Linee Guida AGI, 2005 – DM2008 – Tsuchida, 1970

Japan port and Harbor Association. "Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan." 1999, 281-288

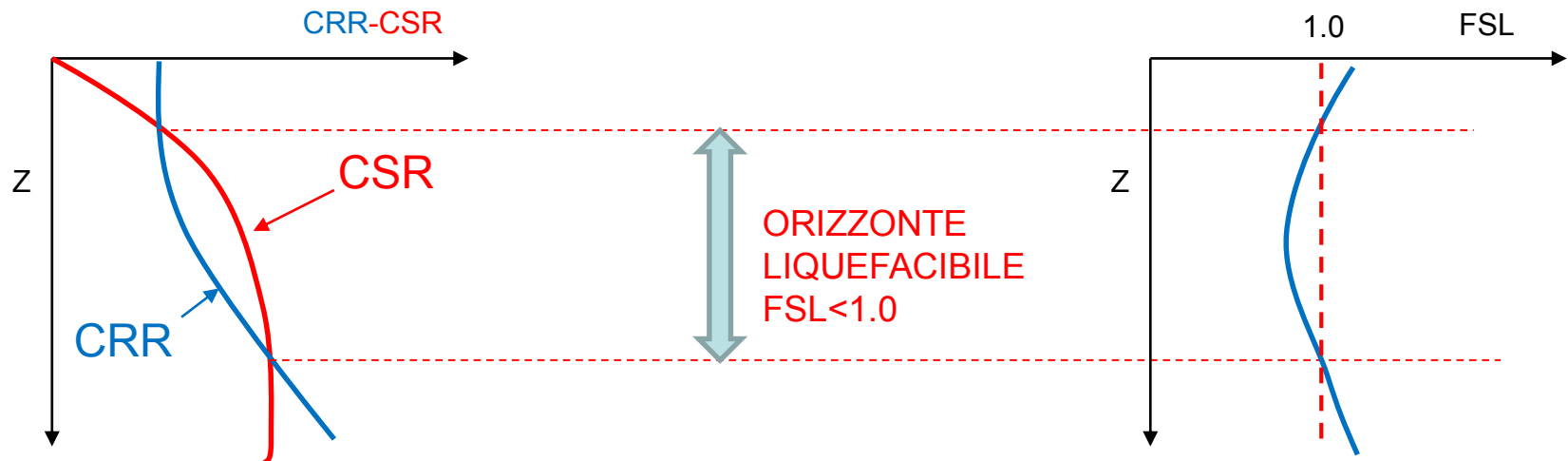
METODI SEMPLIFICATI

LA STABILITÀ DI UN TERRENO VIENE SEMPRE DEFINITA ATTRAVERSO IL RAPPORTO TRA FORZE RESISTENTI E FORZE AGENTI (IN QUESTO CASO CICLICHE)

una curva discrimina i casi di liquefazione/non liquefazione osservati. Il fattore di sicurezza FSL di uno strato di terreno viene espresso come

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

rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione del terreno CRR (Cyclic Resistance Ratio) e la domanda sismica (rapporto di tensione ciclica CSR - Cyclic Stress Ratio).



METODI SEMPLIFICATI deterministici e probabilistici

Nei metodi deterministici la curva di resistenza alla liquefazione (o curva di stato limite) esprime la resistenza del terreno (CRR) in funzione del parametro misurato (SPT- q_c -Vs-Kd con le opportune correzioni e normalizzazioni);

La curva discrimina i casi di liquefazione osservati da quelli di non liquefazione, in modo quasi interamente "empirico". Sono basate sia su dati di case history reali che su esperienze di laboratorio ciclico.

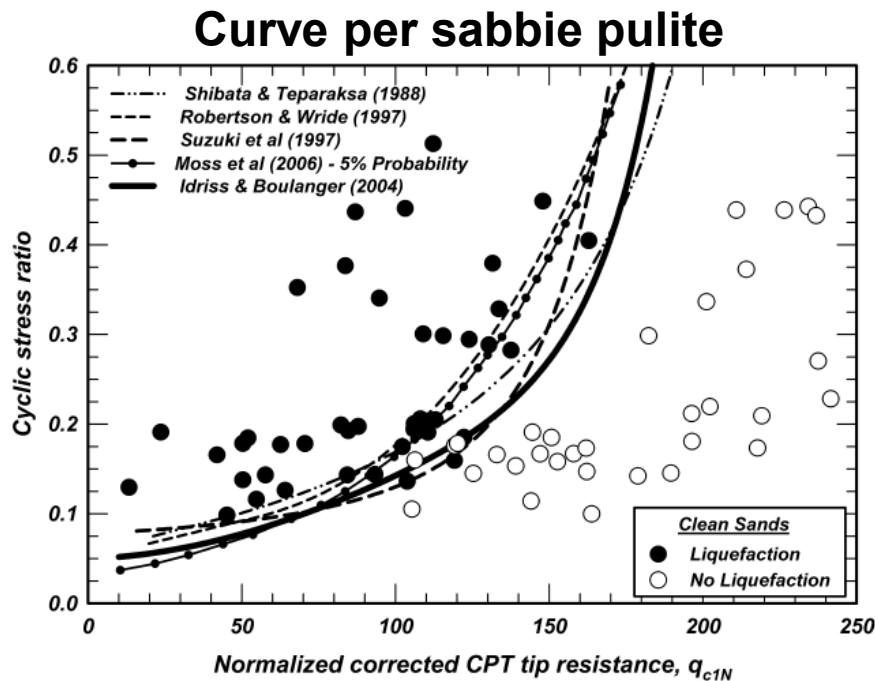


Figure 67. Curves relating the CRR to q_{c1N} for clean sands with $M = 7.5$ and $\sigma'_{vc} = 1 \text{ atm}$.

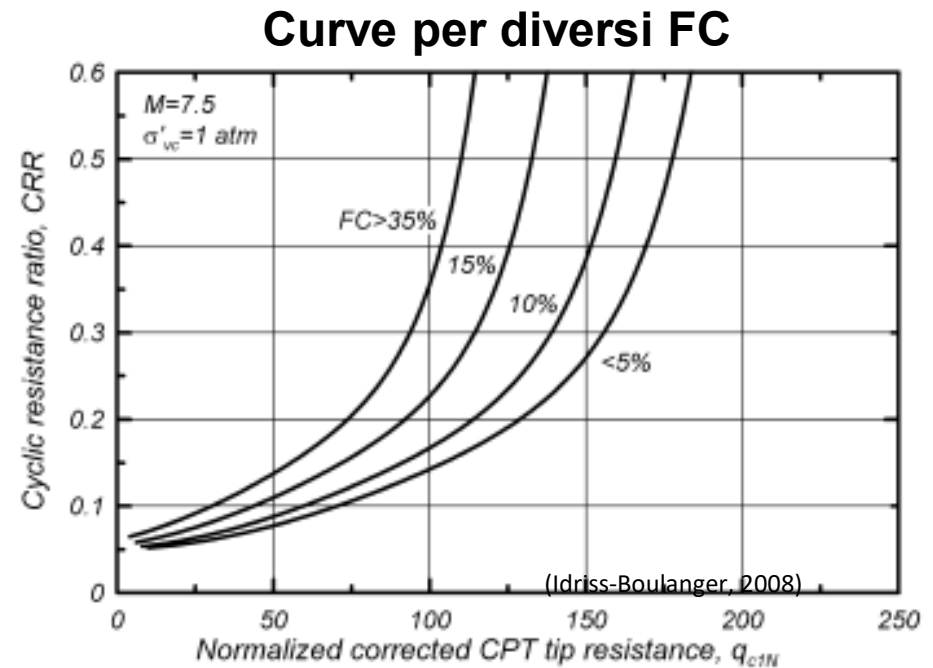


Figure 80. CPT relationships for cohesionless soils with various fractions of nonplastic fines.

FSL > 1 = non liquefacibile
FSL < 1 = liquefacibile

$$FS = (CRR_{7.5}/CSR) \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$$

I più utilizzati metodi deterministici sono stati caratterizzati anche a livello probabilistico tramite un approccio di analisi Bayesiana e/o procedure di regressione con funzioni di mappatura dei casi di liquefazione/non liquefazione (*Juang et Al. 2000-2002 / Ku et Al 2011, Cetin 2004, Moss 2006, etc*)

Nell'approccio propriamente probabilistico (basato su un'analisi statistica delle incertezze dei vari dati e del modello) vengono ottenute infinite curve di resistenza alla liquefazione, ciascuna corrispondente a una differente probabilità di inizio liquefazione P_L

i metodi probabilistici si prestano a una migliore e più utile applicazione ingegneristica, consentendo di assumere decisioni basate sul livello di salvaguardia che il progettista intende assumere.

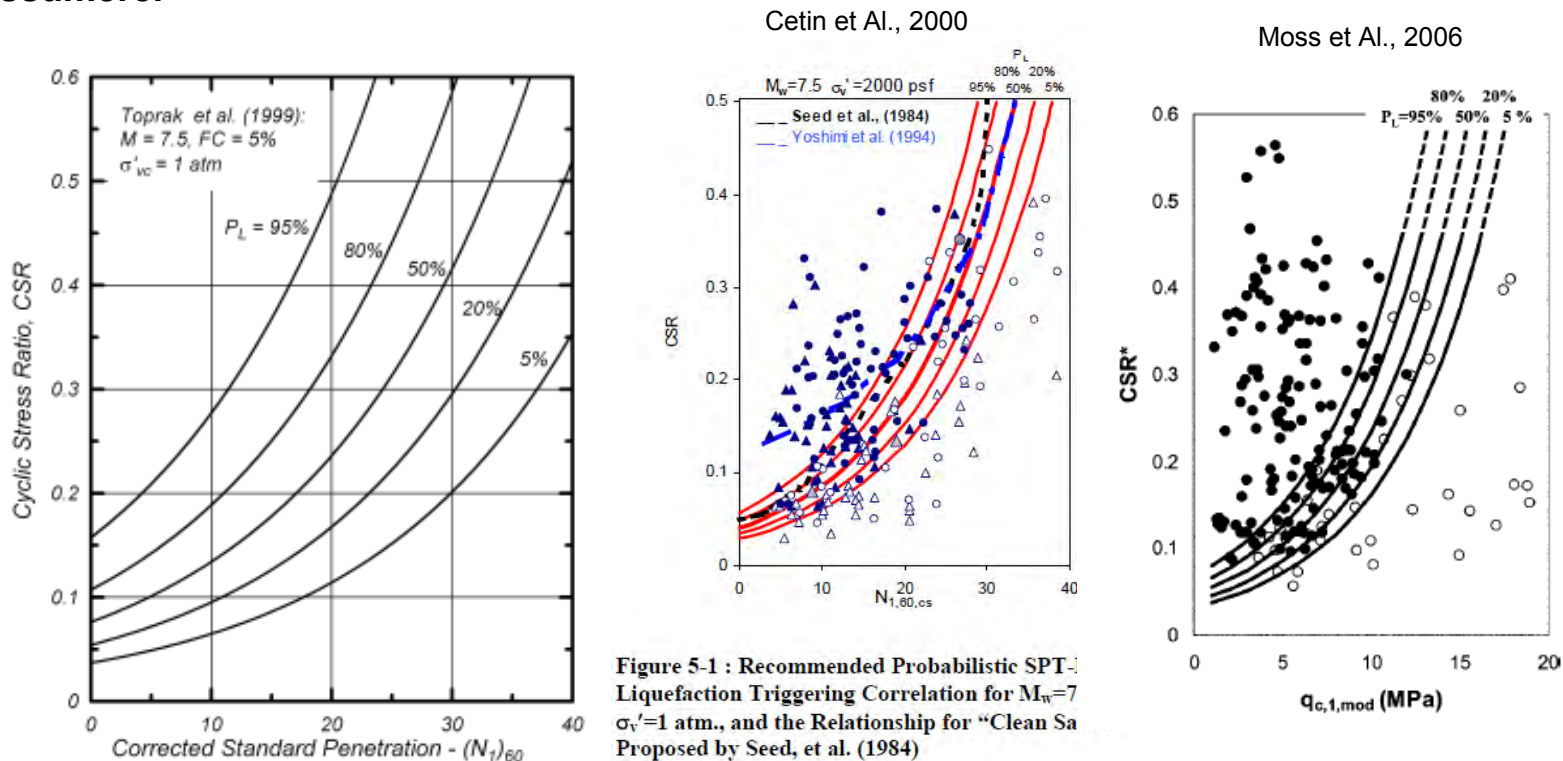


Figure 5-1 : Recommended Probabilistic SPT- Liquefaction Triggering Correlation for $M_w=7$ $\sigma'_{vc}=1 \text{ atm.}$, and the Relationship for "Clean Sa Proposed by Seed, et al. (1984)

Il CRR viene stimato in base a valori di resistenza di **Nspt** (numero di colpi N60) o di **qc** (resistenza alla punta) oppure dei valori di **Vs** (velocità onde SH) corretti sia tenendo conto delle tensioni litostatiche (**N160 - qc1N-Vs1**), che della eventuale presenza di fini, (**N160cs-qc1Ncs-Vs1cs**).

Invece con le prove dilatometriche (dilatometro piatto Marchetti) il parametro di riferimento, maggiormente correlabile alla resistenza ciclica è K_d = indice di spinta orizzontale

Per stimare **qc-fs** (ma anche **N60**) sono consigliate prove penetrometriche **CptE – CptU**

Per stimare **Vs** si consiglia: **SCpt (cono sismico) – Down/Cross Hole – SDMT (dilatometro sismico)**

APPLICARE SEMPRE 2 O PIU' PROCEDURE PER UNA VALUTAZIONE ATTENDIBILE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Invece per la definizione della domanda sismica CSR, *IN ASSENZA DI RSL*, viene adottata la formulazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971)

$$CSR_{7.5} = 0.65 \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \cdot \frac{r_d}{MSF} \cdot \bullet \bullet$$

importante

Importantissimo!!

rd = coefficiente di riduzione con la profondità (autori vari)
MSF = magnitude scaling factor (autori vari)

Soffermiamoci sull'importanza dei fattori «rd» ed «MSF»

- ...la curva di riferimento per tutti i metodi è stata definita a $M_w=7.5$
- A $M_w=7.5$ le curve differiscono poco.....a magnitudo diverse l'MSF utilizzato da ciascun metodo fa veramente la differenza....

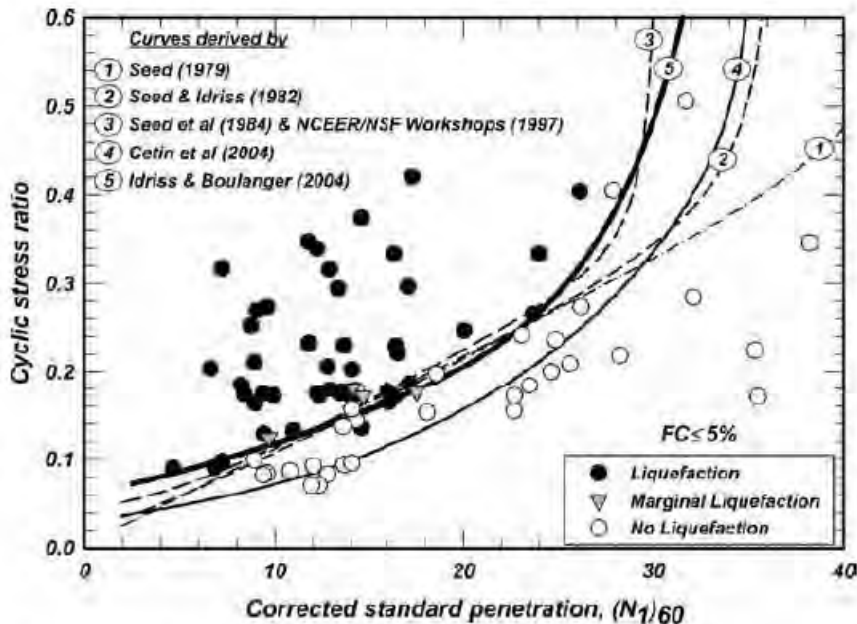


Figure 66. Curves relating the CRR to $(N_1)_{60}$ for clean sands with $M = 7.5$ and $\sigma'_{vc} = 1$ atm.

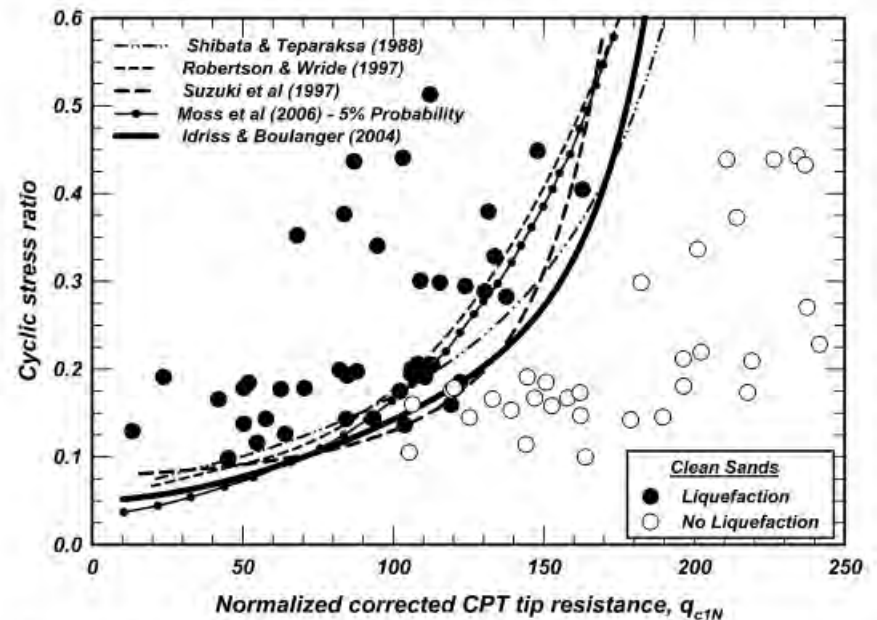


Figure 67. Curves relating the CRR to q_{c1N} for clean sands with $M = 7.5$ and $\sigma'_{vc} = 1$ atm.

Table 1. MSF Values Defined by Various Researchers

| M_w | Seed and Idriss (1982) | Idriss 1995 | Idriss 1999 | Ambraseys 1988 | Arango 1996 | | Andrus and Stokoe 1997 | Youd and Noble (1997a) | | | Liu et al. 2001 | | | Cetin et al. (2004) |
|-------|------------------------|-------------|-------------|----------------|-------------|--------|------------------------|------------------------|------|------|-----------------|------|------|---------------------|
| | | | | | Distance | Energy | | < 20 | < 32 | < 50 | Field | Lab. | Ave. | |
| 5.5 | 1.43 | 2.20 | 1.69 | 2.86 | 3.00 | 2.20 | 2.78 | 2.86 | 3.45 | 4.44 | 1.84 | 1.72 | 1.77 | 1.99 |
| 6.0 | 1.32 | 1.76 | 1.48 | 2.20 | 2.00 | 1.65 | 2.09 | 1.93 | 2.35 | 2.92 | 1.60 | 1.52 | 1.57 | 1.64 |
| 6.5 | 1.19 | 1.44 | 1.30 | 1.69 | 1.60 | 1.40 | 1.60 | 1.34 | 1.65 | 1.99 | 1.38 | 1.36 | 1.37 | 1.37 |
| 7.0 | 1.08 | 1.19 | 1.14 | 1.30 | 1.25 | 1.10 | 1.26 | 0.94 | 1.19 | 1.39 | 1.18 | 1.18 | 1.18 | 1.17 |
| 7.5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 0.88 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 8.0 | 0.94 | 0.84 | 0.88 | 0.67 | 0.75 | 0.85 | 0.81 | — | — | 0.73 | 0.83 | 0.83 | 0.83 | 0.87 |
| 8.5 | 0.89 | 0.72 | 0.77 | 0.44 | — | — | 0.66 | — | — | 0.56 | 0.76 | 0.76 | 0.76 | 0.76 |

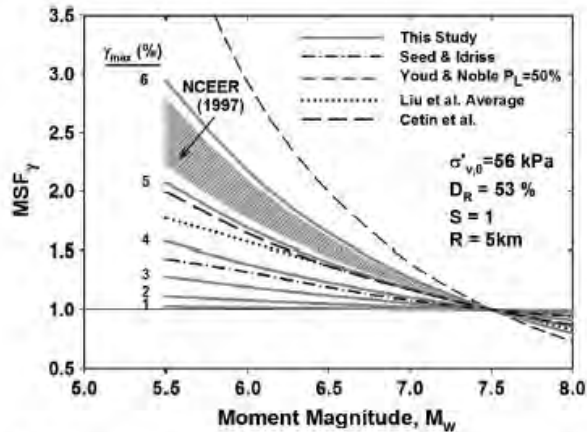
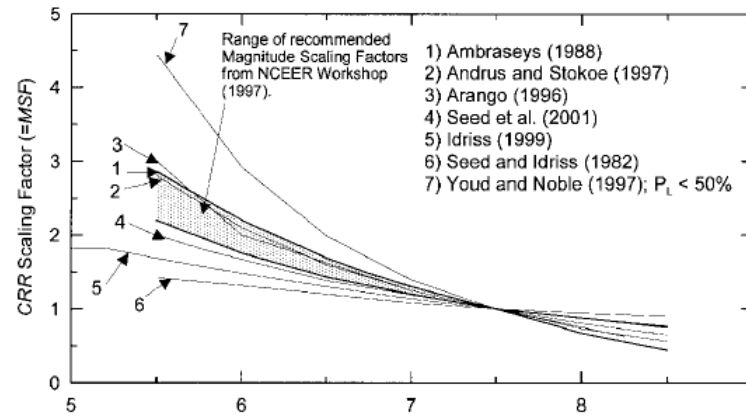


Fig. 9. Comparison of the existing and the proposed equi- γ_{max} -based



(Cetin-Bilge, 2012)

Convenzione Neq =15-20 per Mw= 7.5 .

Ciascun autore stima il proprio MSF sulla base di:

- prove di laboratorio ciclico**
- case history di liquef./non liquef.**
- durata,**
- caratteristiche sismogenetiche**
- probabilità di accadimento**
- gamma_max**
- ru_max attese (Cetin-Bilge, 2012)**

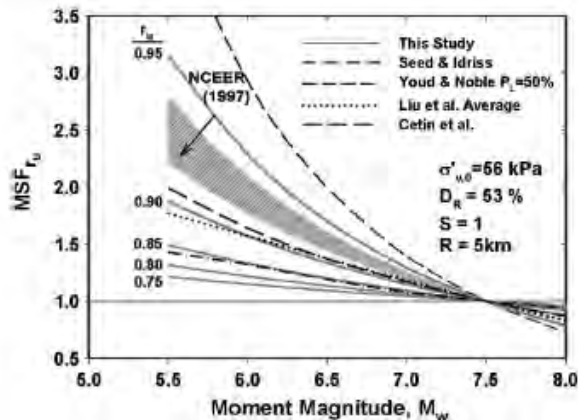
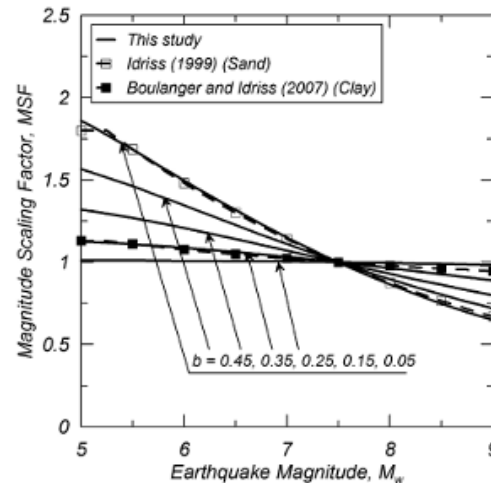
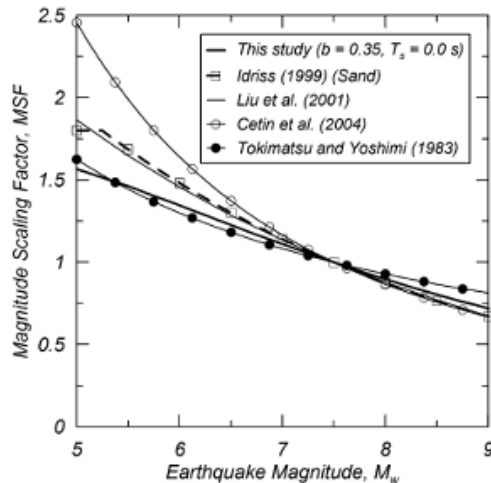


Fig. 10. Comparison of the existing and the proposed equi- r_u -based MSFs

Un importante recente contributo per la stima di MSF

Kishida - Tsai 2013



Per i terreni clay-like Idriss e Boulanger (2008-14) utilizzano uno specifico MSF in quanto l'innescò dei fenomeni di softening avviene a soglie deformative di stress/rottura differenti dalle sabbie

Idriss - Boulanger 2014

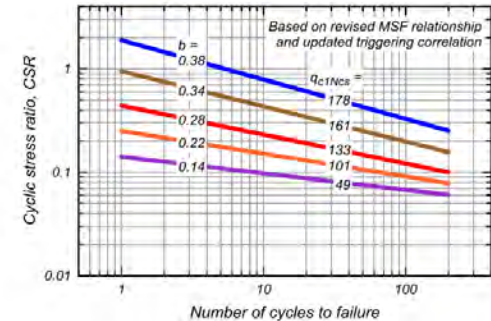
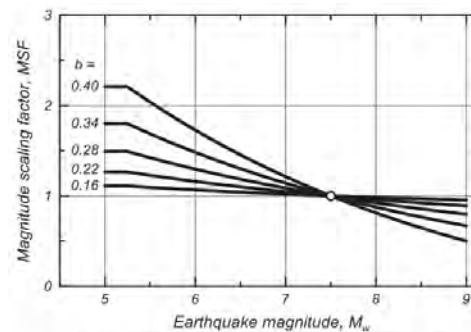
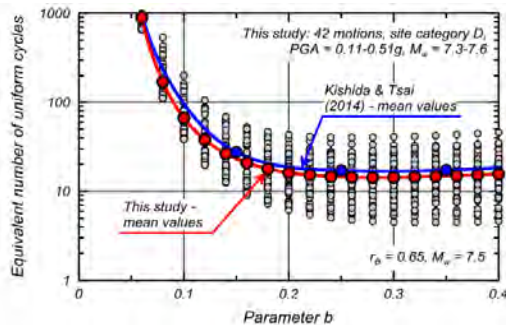


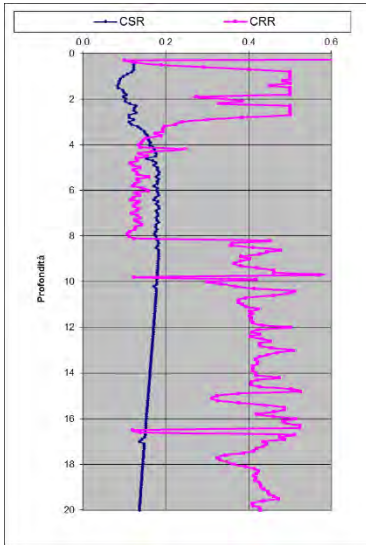
Fig. 8. Variation in number of equivalent uniform cycles with parameter b for $M \geq 7.5$.

Fig. 10. Variation in the MSF relationship with parameter b.

Fig. 18. Variation in CRR versus number of cycles based on the updated triggering correlation and the revised MSF relationship.

Quest'ultimo metodo (IB14) consente di «interpretare» al meglio le condizioni di sito in funzione delle prove penetrometriche (N_{60} -cs / qc_{1n} -cs).....tuttavia, data la sensibilità del metodo per MSF e FC, sulla base di esperienze personali già condotte, in assenza di altre situazioni di riferimento, è bene usarlo con una adeguata calibrazione tramite prove di laboratorio.

Stessa verifica (CRR Metodo IB 2014) ma con vari MSF (stessa ag, Mw, Rd ed FC)

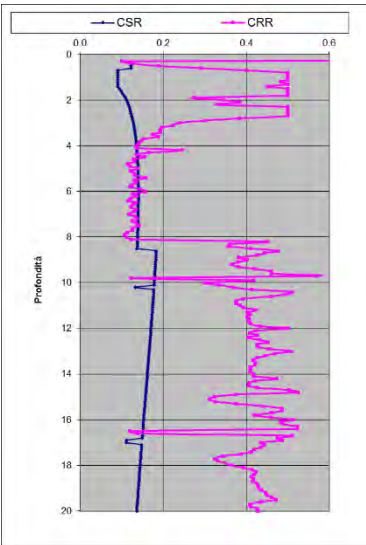


IB2014

IPL = 8.04

SLiq = 4.60

Stot = 0.110

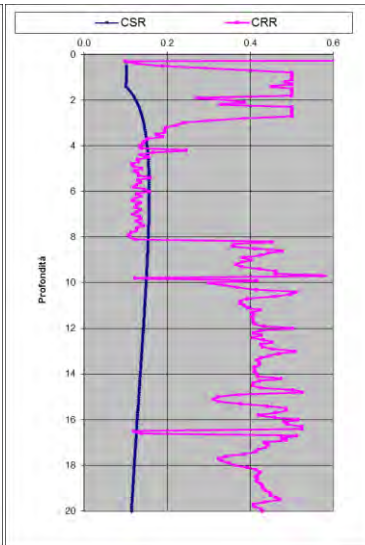


IB2008

IPL = 2.27

SLiq = 3.50

Stot = 0.059

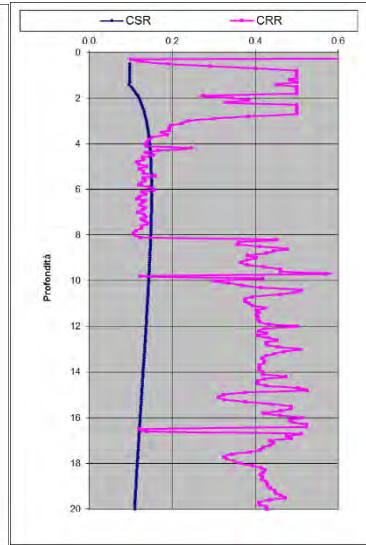


SEED-IDRISS 1982

IPL = 4.80

SLiq = 4.30

Stot = 0.089

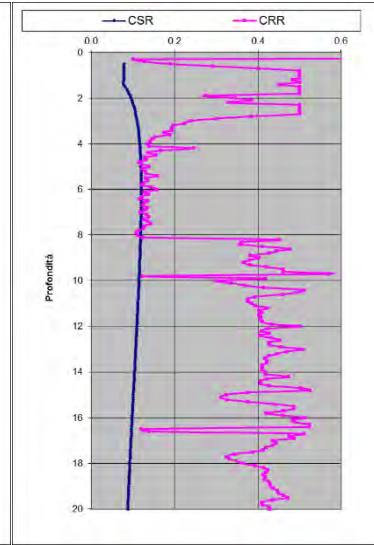


Cetin

IPL = 3.85

SLiq = 4.10

Stot = 0.079

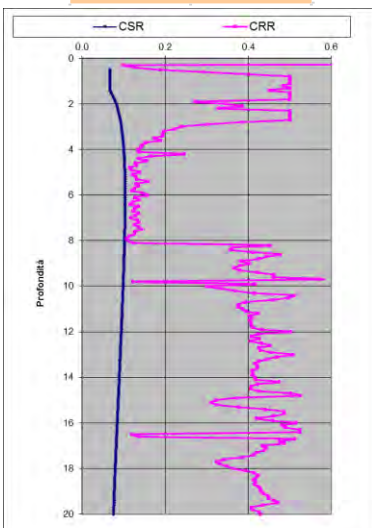


NCEER

IPL = 0.31

SLiq = 0.60

Stot = 0.028

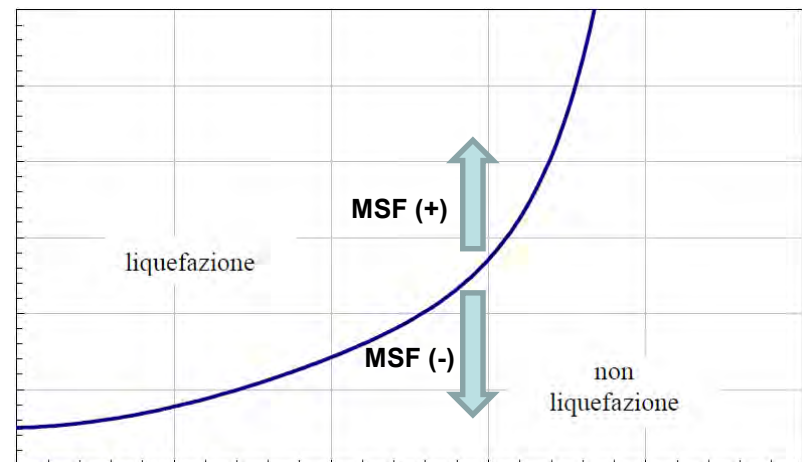


ANDRUS

IPL = 0.02

SLiq = 0.00

Stot = 0.012



MAGNITUDO DI RIFERIMENTO

E' solitamente «ragionevole» utilizzare la max magnitudo storica verificatasi in sito

- Catalogo DISS 3.0 INGV (web-gis) con faglie attive e relative schede descrittive
- Catalogo dei terremoti INGV, ultimo aggiornamento: DBMI-CPTI15

Tuttavia non sempre il dato storico è sufficiente a valutare l'effettiva pericolosità di una sorgente sismogenetica (es. per lunghi tempi di ritorno o aree a lungo disabitate)

In base alle **raccomandazioni ICMS (Linee Guida Protezione Civile)**:

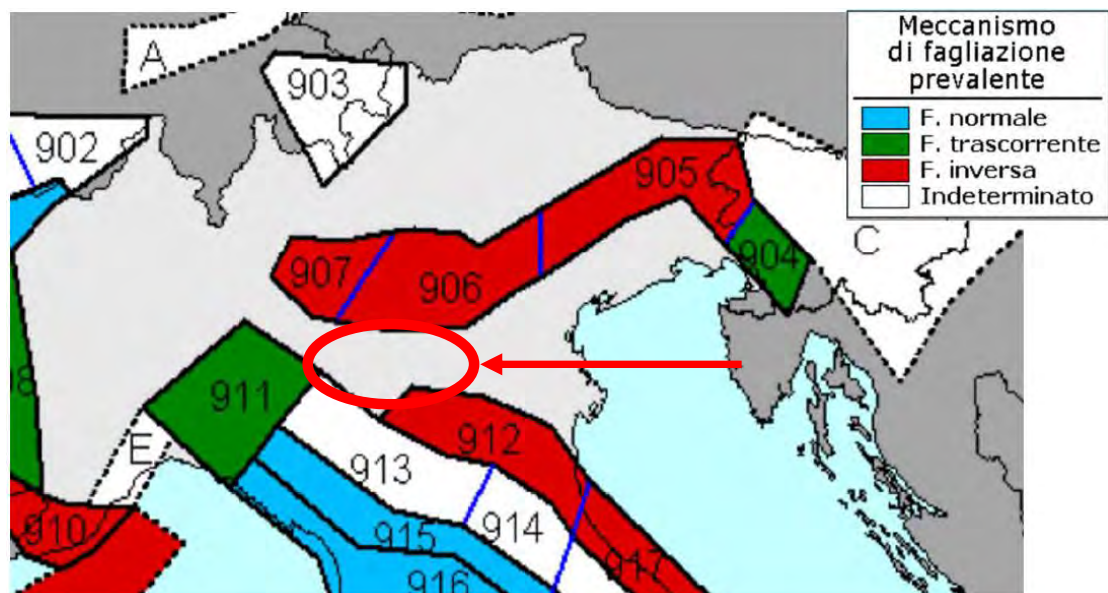
1. è consigliabile usare le indicazioni **M_{wmax}** della zonazione ZS9 INGV
2. “solo” per opere con $TR \leq 475$ anni è ammissibile utilizzare anche dati «Medi» o «Modali» da analisi disaggregazione (INGV Spallarossa-Barani 2007).

Rimane in ogni caso in ambito discrezionale l'adozione del valore più opportuno di magnitudo, ai fini delle verifiche di calcolo, in funzione della tipologia/complessità di opera, della relativa classe d'uso, vita nominale e esposizione al pericolo (e conseguente livello di rischio)

Zonazione Sismogenetica INGV ZS9

L'informazione storica non ha alcuna caratteristica "previsionale" per possibili terremoti futuri.

La Magnitudo di Riferimento dovrebbe tener conto dei terremoti «storici» e «potenziali» (la finestra temporale sui terremoti storici è decisamente troppo breve).



| ZONA | 906 | 907 | 911 | 912 | 913 | 917 |
|----------|------|------|------|------|------|------|
| SORGENTE | 906 | 907 | 911 | 912 | 913 | 917 |
| MwMax | 6.60 | 6.14 | 6.14 | 6.14 | 6.14 | 6.14 |

Zonazione Sismogenetica ZS9 ("Gruppo di Lavoro per la redazione della Mappa della Pericolosità Sismica" dell'INGV, 2004). Evidenziata in rosso una delle aree interposte (basso mantovano e del cremonese)

Se l'area ricade in una zona sismogenetica si usa la relativa MwMax

Se il sito non ricade in alcuna zona sismogenetica si determinano le minime distanze del sito (**R_i**) dalle zone circostanti (**i**) e si verifica per ciascuna di esse se la magnitudo della zona sismogenetica considerata **M_w(i)** è inferiore o superiore alla magnitudo fornita dalla relazione:
M_s(i) = 1 + 3log(R_i)

Nel caso in cui almeno una **M_s(i)**, calcolata per le zone sismogenetiche circostanti, è inferiore alla **M_w(i)** della stessa zona per la quale è stata calcolata **M_s(i)**, si assume per **M_w** il valore di magnitudo più alto tra le magnitudo delle zone sismogenetiche circostanti (**M_wmax(i) = M_w**)

Se invece tutte le **M_s(i)** sono superiori alle **M_w(i)**, si determina la **M_w** con altri metodi (es. Max Mw storica - metodo di disaggregazione).



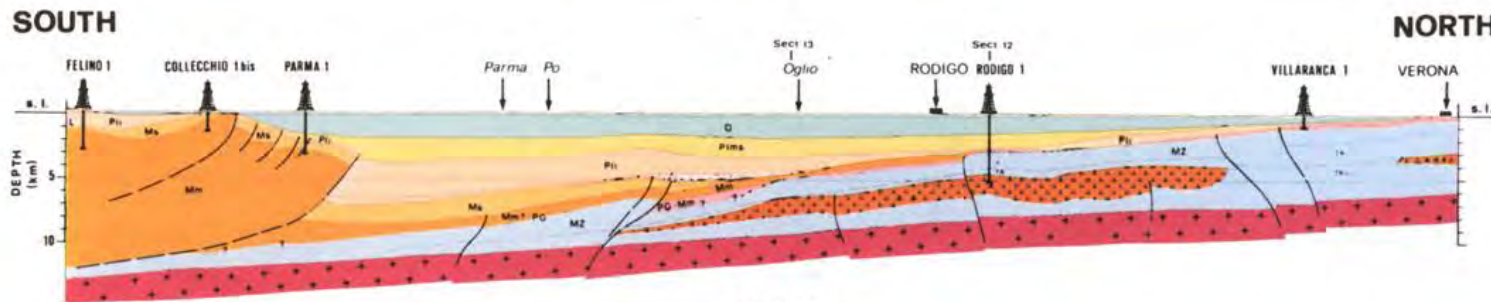
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Database of Individual Seismogenic Sources



DISS version 3

Geological section from seismic interpretation



EXPLORATION SERVICES
Meag - Sepi

ITALY
NORTHERN AREA
GEOPHYSICAL AND GEOLOGICAL
INTEGRATED INTERPRETATION

SECTION N°8



LEGEND

- Q Quaternary
- Pims Upper middle pliocene
- Pli Lower pliocene
- Ms Upper miocene
- Mm Middle miocene
- Mi Lower miocene
- PG Paleogene
- MZ Mesozoic

| DENSITY gr/cm ³ | |
|-------------------------------|------|
| 2.20 | 2.22 |
| 2.25 | 2.30 |
| 2.38 | 2.44 |
| 2.45 | 2.50 |
| 2.45 | 2.55 |
| 2.55 | 2.60 |
| 2.55 | 2.60 |
| 2.65 | 2.77 |

- Magnetic basement
- L Liguride complex
- Susceptive ss. and conglomerates
- Triassic volcanite
- Permian volcanite
- Horizon by geophysical and geological data
- Phantom by geophysical and geological data
- Fault or discontinuity

| DENSITY gr/cm ³ | SUSCEPTIBILITY C. G. S. u. · 10 ⁴ |
|-------------------------------|---|
| 2.80 - 2.81 | 200 - 950 |
| 2.50 - 2.55 | 50 - 60 |
| 2.65 - 2.70 | 500 - 600 |
| 2.75 - 2.77 | 500 - 900 |

FLIGHT ALTITUDE 1500 mt

DATE: 1985

.....facendo una zoomata

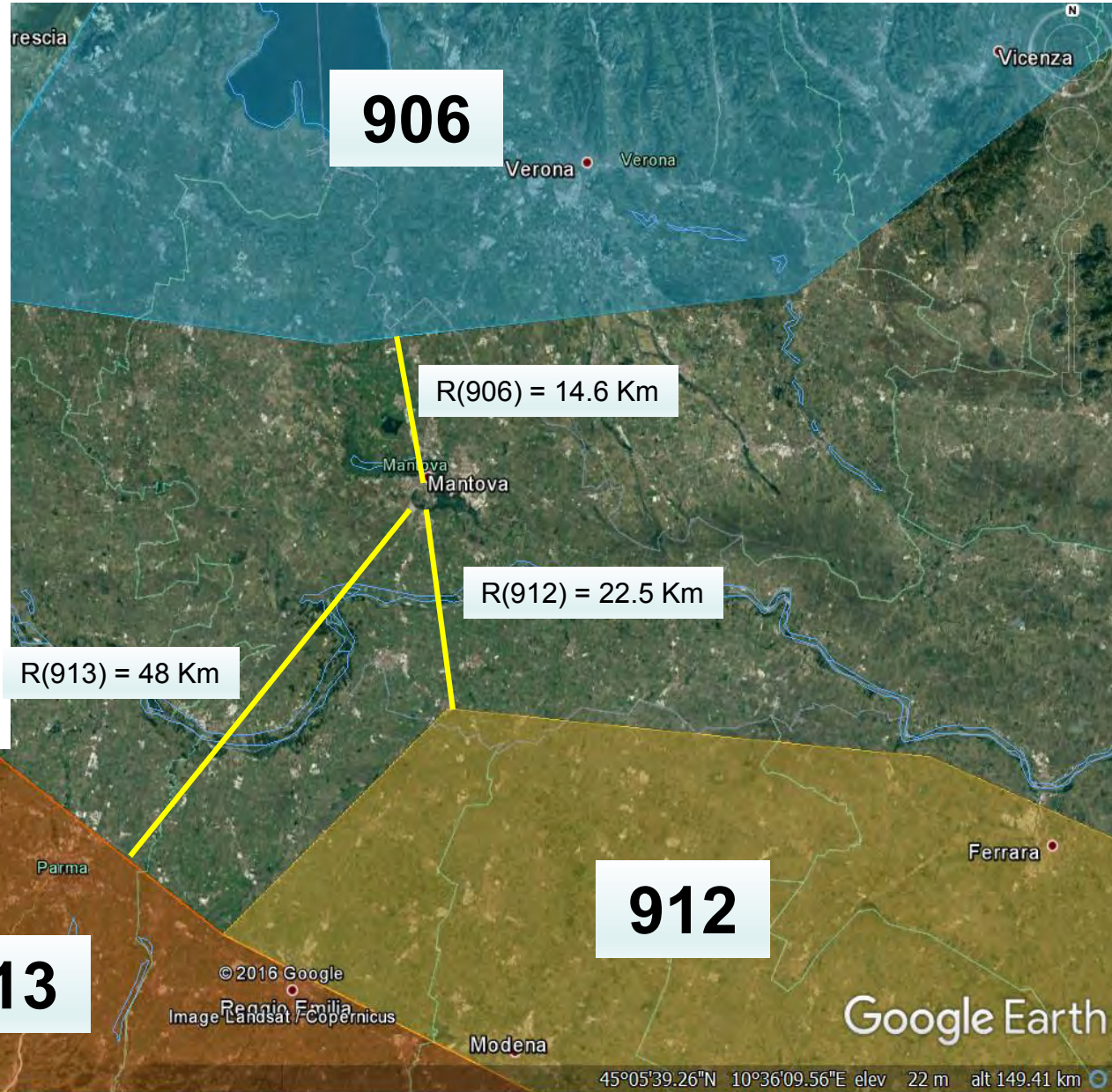
$M_{wmax}(906) = 6.60$
 $R(906) = 14.6 \text{ Km}$
 $MS(906) = 4.49$

$M_{wmax}(912) = 6.14$
 $R(912) = 22.5 \text{ Km}$
 $MS(912) = 5.05$

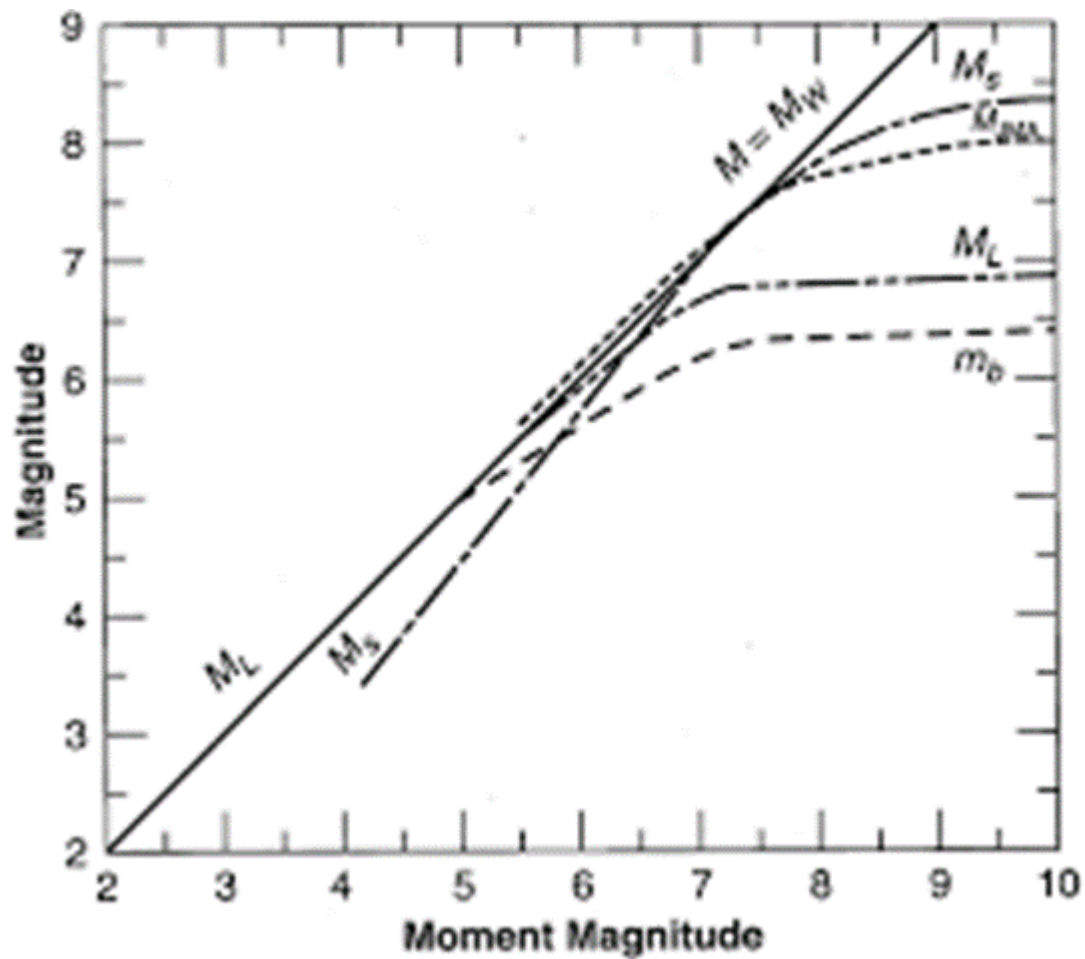
$M_{wmax}(913) = 6.14$
 $R(913) = 48 \text{ Km}$
 $MS(913) = 6.04$

↓
 $MS(906) < M_{wmax}(906)$
 $MS(912) < M_{wmax}(912)$
 $MS(913) < M_{wmax}(913)$

↓
MW=6.60

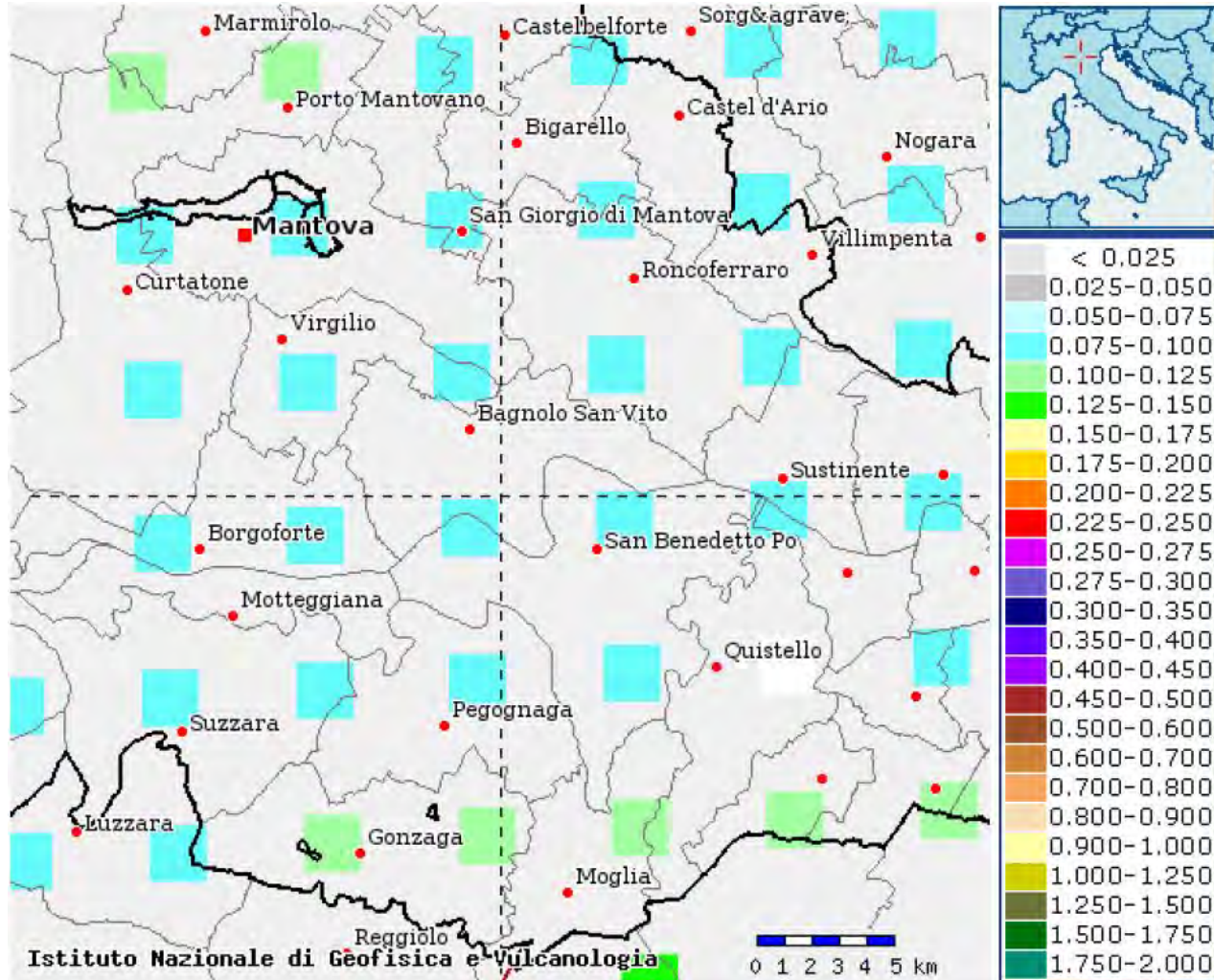


Nelle analisi a liquefazione e/o nella ricerca di accelerogrammi di input si fa riferimento alla Magnitudo Momento « M_w »



Metodo di disaggregazione

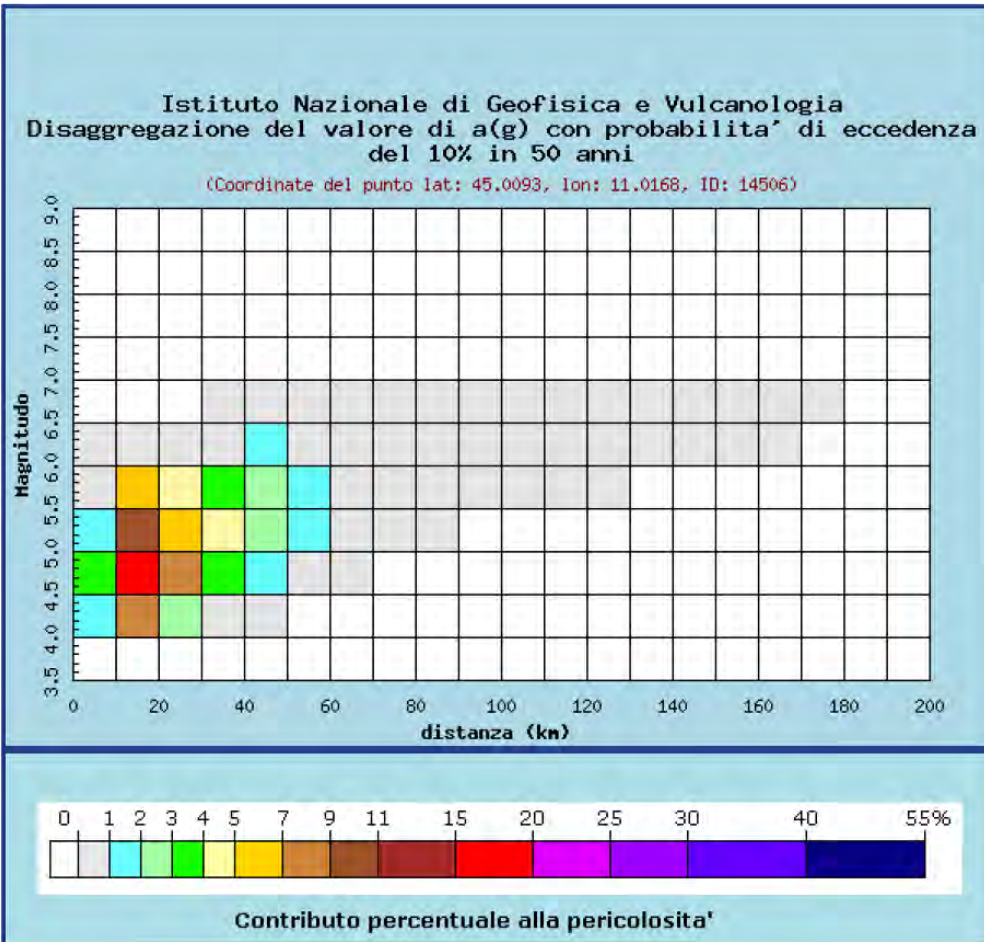
L'analisi della disaggregazione dei valori di $a(g)$ riporta, per ogni nodo della griglia di calcolo, la valutazione del contributo percentuale alla stima di pericolosità fornito da tutte le possibili sorgenti (con relative coppie di valori di magnitudo e distanza). Per ogni nodo della griglia sono anche riportati, dopo la tabella, i valori medi di $M-D-\epsilon$.



<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>

Questo tipo di analisi è utile per l'individuazione delle sorgenti sismogenetiche che contribuiscono maggiormente a produrre il valore di scuotimento stimato in termini probabilistici, utile in analisi di microzonazione.

Contributo % delle varie classi di magnitudo



Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni
 (Coordinate del punto lat: 45.0093, lon: 11.0168, ID: 14506)

| Distanza in km | Magnitudo | | | | | | | | | | |
|----------------|-----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 3,5-4,0 | 4,0-4,5 | 4,5-5,0 | 5,0-5,5 | 5,5-6,0 | 6,0-6,5 | 6,5-7,0 | 7,0-7,5 | 7,5-8,0 | 8,0-8,5 | 8,5-9,0 |
| 0-10 | 0.000 | 1.950 | 3.240 | 1.540 | 0.629 | 0.067 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 10-20 | 0.000 | 8.370 | 17.000 | 10.600 | 5.480 | 0.666 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 20-30 | 0.000 | 2.830 | 7.600 | 6.720 | 4.680 | 0.676 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 30-40 | 0.000 | 0.823 | 3.400 | 4.120 | 3.640 | 0.969 | 0.067 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 40-50 | 0.000 | 0.060 | 1.280 | 2.500 | 2.590 | 1.050 | 0.122 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 50-60 | 0.000 | 0.000 | 0.168 | 1.130 | 1.480 | 0.732 | 0.106 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 60-70 | 0.000 | 0.000 | 0.003 | 0.381 | 0.847 | 0.517 | 0.085 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 70-80 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.081 | 0.460 | 0.356 | 0.065 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 80-90 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.007 | 0.191 | 0.190 | 0.037 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 90-100 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.059 | 0.138 | 0.036 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 100-110 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.013 | 0.075 | 0.027 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 110-120 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.003 | 0.053 | 0.023 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 120-130 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.032 | 0.014 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 130-140 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.019 | 0.010 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 140-150 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.008 | 0.006 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 150-160 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.003 | 0.004 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 160-170 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.002 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 170-180 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 180-190 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 190-200 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

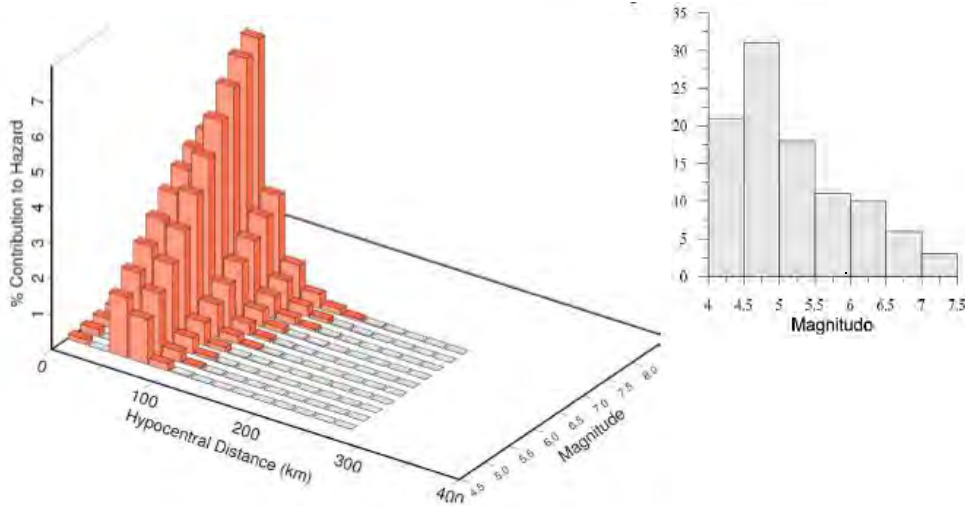
| Valori medi | | |
|-------------|----------|---------|
| Magnitudo | Distanza | Epsilon |
| 5.120 | 25.100 | 1.130 |

- MW «media» ammessa dalle ICMS solo per opere con TR < 475 anni
- Trattando il dato in modo statistico è consigliabile adottare livelli di confidenza maggiori, con percentuali di contributo cumulativo (percentili) $\geq 90/95$ %....ma rimane a noi la responsabilità della scelta!

IN ALTERNATIVA: APPROCCIO PSEUDO-PROBABILISTICO

In funzione degli stati limite di riferimento (es. SLD ed SLV) e relativi Tr, è possibile avvalersi dei contributi delle magnitudo alla pericolosità sismica di sito definiti dallo studio disaggregazione (Finn - Wightmann 2007/14)

In questo caso si perde il legame diretto tra Ag ed Mw definito deterministicamente dalle leggi di attenuazione (Lanzo, Pagliaroli, Scasserra 2014)

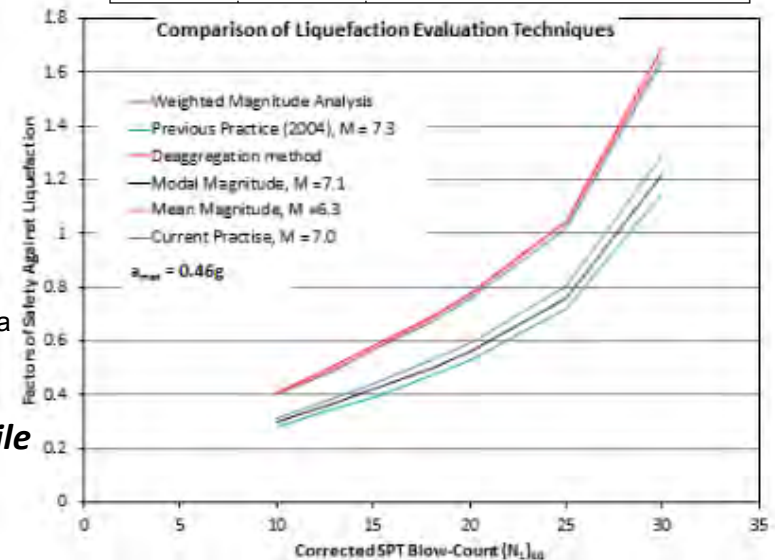


| Magnitude Bins | Central Magnitude | Contribution Factor | Liquefaction S.F. | S.F. Contribution |
|----------------|-------------------|---------------------|-------------------------------|-------------------|
| 4.75 – 5.0 | 4.875 | 0.033 | 1.33 | 0.044 |
| 5.0 – 5.25 | 5.125 | 0.045 | 1.17 | 0.052 |
| 5.25 – 5.5 | 5.375 | 0.058 | 1.03 | 0.060 |
| 5.5 – 5.75 | 5.625 | 0.074 | 0.92 | 0.068 |
| 5.75 – 6.0 | 5.875 | 0.091 | 0.82 | 0.075 |
| 6.0 – 6.25 | 6.125 | 0.109 | 0.74 | 0.080 |
| 6.25 – 6.5 | 6.375 | 0.126 | 0.67 | 0.084 |
| 6.5 – 6.75 | 6.625 | 0.143 | 0.60 | 0.086 |
| 6.75 – 7.0 | 6.875 | 0.157 | 0.55 | 0.086 |
| 7.0 – 7.25 | 7.125 | <u>0.163</u> | 0.50 | 0.082 |
| Sum | 1.000 | | Total Factor of Safety = 0.72 | |

La verifica alla liquefazione viene condotta strato per strato considerando i diversi apporti delle magnitudo ottenuti dalla disaggregazione. Il FS viene ottenuto sommando i contributi relativi a ciascun intervallo.

$$FS_{liq} = \sum w_i FS_{liq,i} = \sum w_i \frac{CRR}{CSR_{M_i} / MSF} \quad (\text{Lanzo, Pagliaroli, Scasserra 2014})$$

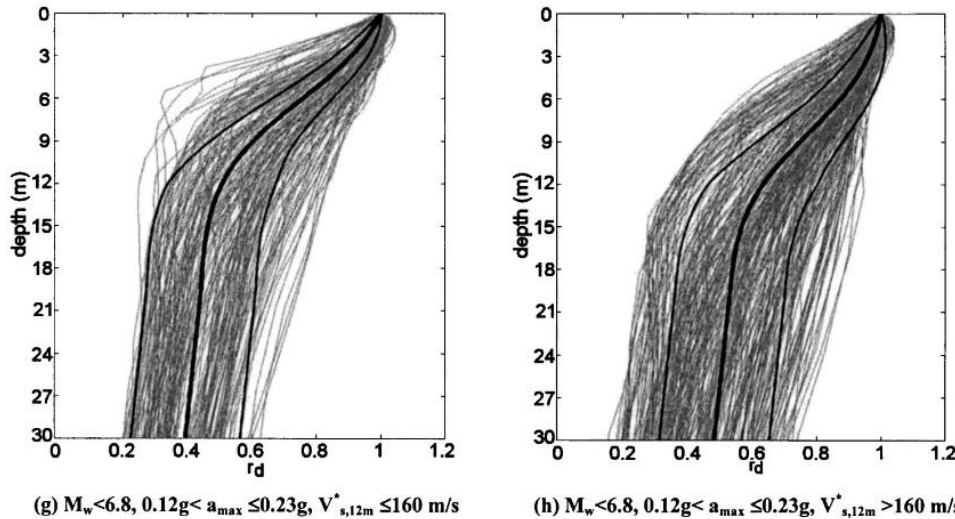
L'approccio deterministico della Mwmax è sempre raccomandabile qualora vengano svolte analisi per opere strategiche e di sensibilità del potenziale di liquefazione di un sito



RD - COEFFICIENTE DI RIDUZIONE CON LA PROFONDITÀ

Rd tiene in conto gli effetti di non linearità con la profondità

Cetin et Al., 2004



Sulla base di 2153 RSL, Cetin ha elaborato una formulazione di rd, suddivisa per range, che tiene conto dei seguenti parametri: Mw – Agmax – Vs12 – d (profondità di analisi) L'utilizzo di Vs12 (Vs equivalente nei primi 12 mt) consente una accurata definizione della rigidità sismica degli orizzonti superficiali.

$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,12m}) = \left[\frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^2}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341(-d+0.0785 \cdot V_{s,12m}^2+7.586)}} \right] \pm \sigma_{r,d}$$

$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,12m}) = \left[\frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^2}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341(0.0785 \cdot V_{s,12m}^2+7.586)}} \right] \pm \sigma_{r,d}$$

$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,12m}) = \left[\frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^2}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341(-20+0.0785 \cdot V_{s,12m}^2+7.586)}} \right] - 0.0046 \cdot (d-20) \pm \sigma_{r,d}$$

$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,12m}) = \left[\frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^2}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341(0.0785 \cdot V_{s,12m}^2+7.586)}} \right] - 0.0046 \cdot (d-20) \pm \sigma_{r,d}$$

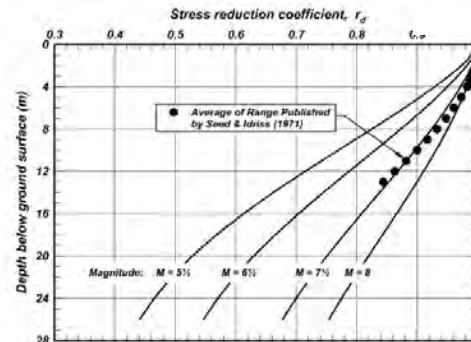
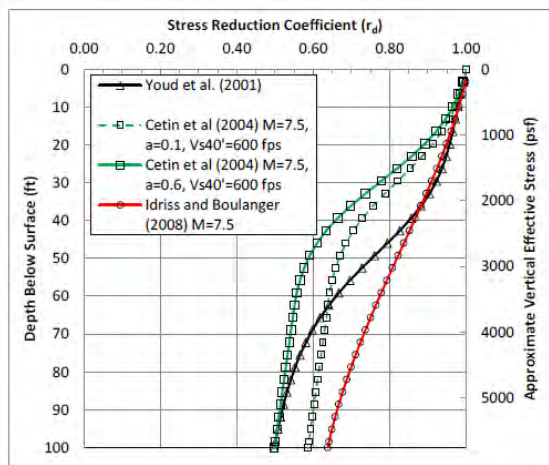


Figure 51. Variations of the stress reduction coefficient r_d with depth and earthquake magnitude (Idriss 1999).

Figure 2.4. Comparison of three stress reduction coefficient (r_d) relationships as a function of depth and approximate vertical effective stress.

Cox & Griffiths, 2011

Idriss, 1999

Invece i fattori che condizionano la resistenza CRR: K_σ e K_α

I fattori K_σ e K_α rispettivamente tengono in conto delle pressioni efficaci verticali (per profondità e sovraccarichi) e delle condizioni per stati tensionali in condizioni statiche (pendio, fronti contenuti, stati tensionali sotto le fondazioni, ecc.).

Sono **fattori riduttivi/correttivi del CRR**

$$CRR = CRR_{7.5} * K_\sigma * K_\alpha$$

Dipendono entrambi dalle condizioni di stato (es. DR), press. di confinamento e livello deformativo

$$K_\sigma \leq 1$$

$$K_\sigma = (\sigma'_{v,0} / P_a)^{f-1}$$

F è funzione della $Dr \approx 0.7$

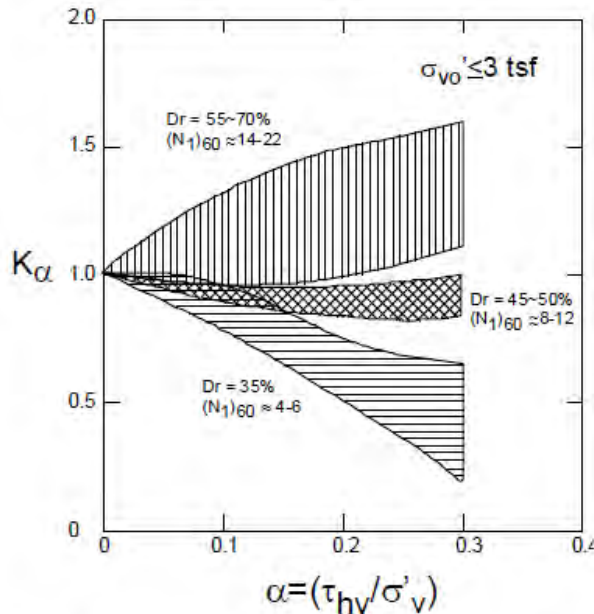
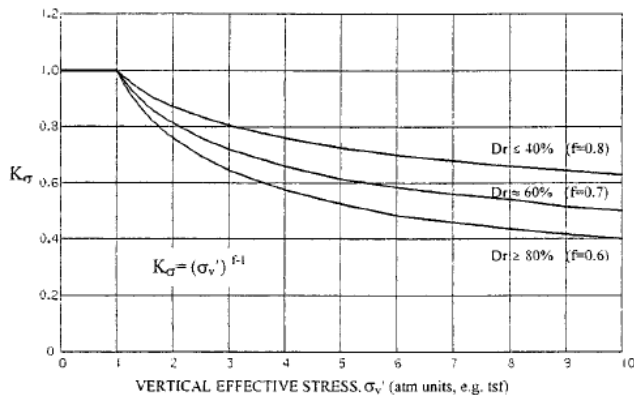
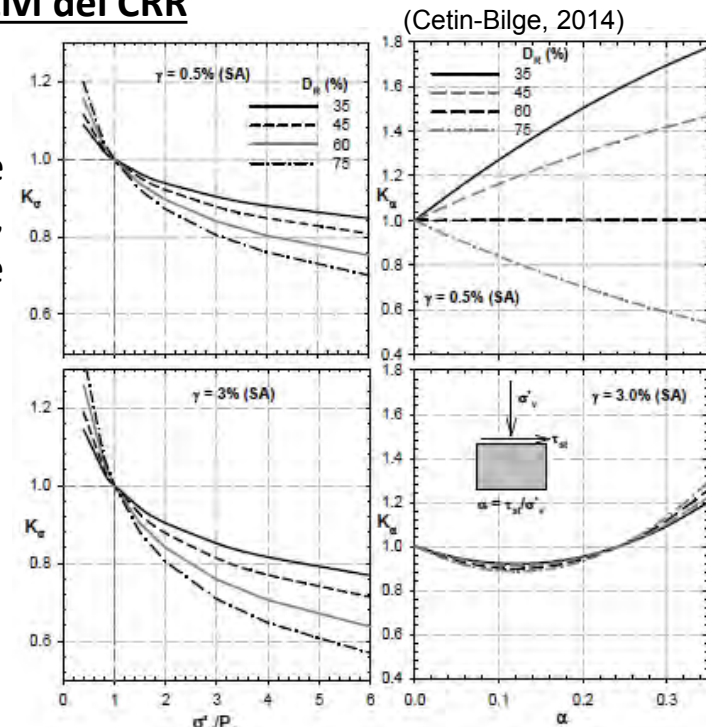


Fig. 39: Recommended Values of K_α as a Function of SPT N-Values for Effective Vertical Stresses of Less Than 3 atmospheres (After Harder and Boulanger, 1997)

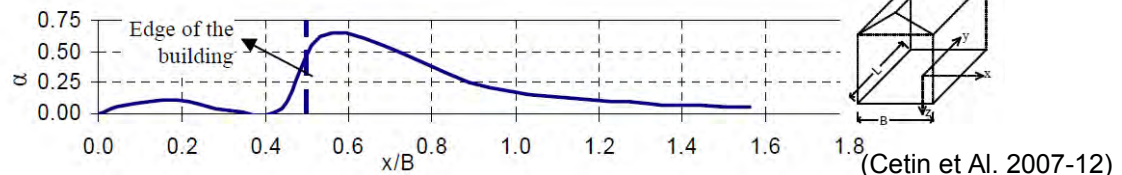


(Youd et Al. 2001)



(Cetin-Bilge, 2014)

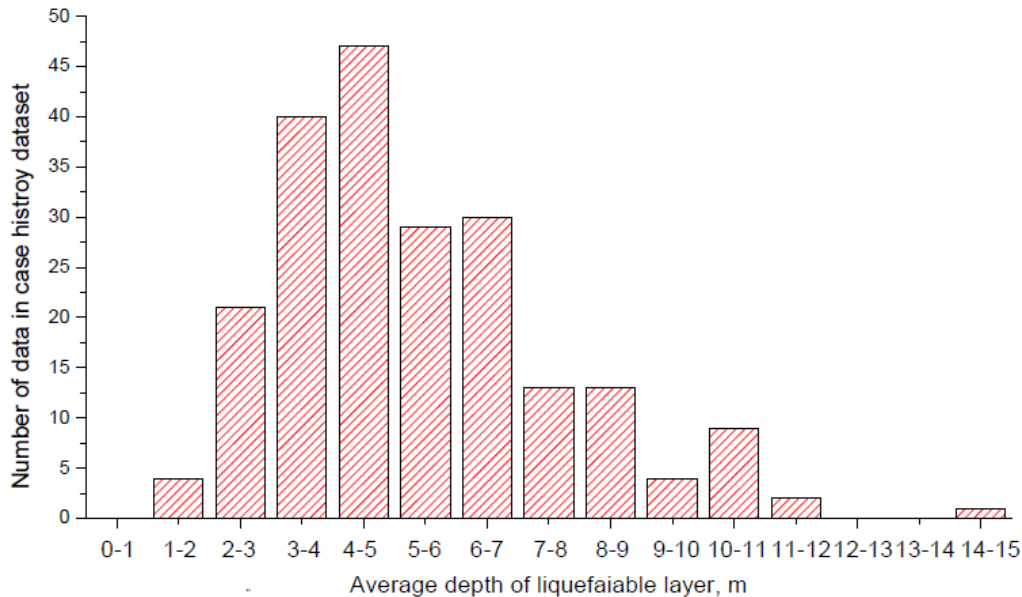
$$\alpha = \frac{\text{Initial Static Shear Stress}}{\text{Vertical Effective Stress}} = \frac{\tau_{\text{static, horizontal}}}{\sigma'_v}$$



(Cetin et Al. 2007-12)

Qual'è la profondità minima di verifica?

Per opere ordinarie/a basso rischio e fondazioni superficiali
15/20 mt



(Dataset I&B 2010)

...ma per opere particolari o qualora si utilizzino fondazioni profonde la profondità di analisi può essere incrementata in base a:

- Magnitudo elevate
- assetto stratigrafico
- lunghezza dei pali

Metodi semiempirici tarati su analisi condotte utilizzando prove geognostiche «standard», in cui l'accuratezza e affidabilità della verifica dipende dalla tecnica d'indagine

Estremamente importante l'affidabilità del dato di input:

Table 6. Summary of measurement error of common in situ tests (source: Orchant et al. 1988, p. 4-63; Kulhawy and Trautmann 1996, p. 283).

| Test | Coefficient of variation, COV (%) | | | | Range ^b |
|---|-----------------------------------|--------------------|--------------------|---------------------|--------------------|
| | Equipment | Procedure | Random | Total ^a | |
| Standard penetration test (SPT) | 5–75 ^c | 5–75 ^c | 12–15 | 14–100 ^c | 15–45 |
| Mechanical cone penetration test (MCPT) | 5 | 10–15 ^d | 10–15 ^d | 15–22 ^d | 15–25 |
| Electric cone penetration test (ECPT) | 3 | 5 | 5–10 ^d | 7–12 ^d | 5–15 |
| Vane shear test (VST) | 5 | 8 | 10 | 14 | 10–20 |
| Dilatometer test (DMT) | 5 | 5 | 8 | 11 | 5–15 |
| Pressuremeter test, prebored (PMT) | 5 | 12 | 10 | 16 | 10–20 ^e |
| Self-boring pressuremeter test (SBPMT) | 8 | 15 | 8 | 19 | 15–25 ^e |

^aCOV(Total) = [COV(Equipment)² + COV(Procedure)² + COV(Random)²]^{0.5}.

^bBecause of limited data and judgment involved in estimating COVs, ranges represent probable magnitudes of field test measurement error.

^cBest to worst case scenarios, respectively, for SPT.

^dTip and side resistances, respectively, for CPT.

^eIt is likely that results may differ for p_v , p_F and p_L , but the data are insufficient to clarify this issue.

Per metodi in onde VS si auspica l'utilizzo di tecniche ad alta risoluzione (SCPT/SDMT/Down Hole/Cross Hole) a massima risoluzione e minor margine interpretativo, in cui il FC deve essere stimato da prove di laboratorio

METODI SPT

TABLE 2. Corrections to SPT (Modified from Skempton 1986) as Listed by Robertson and Wride (1998)

| Factor (1) | Equipment variable (2) | Term (3) | Correction (4) |
|---------------------|----------------------------------|----------|----------------------------|
| Overburden pressure | — | C_N | $(P_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$ |
| Overburden pressure | — | C_N | $C_N \leq 1.7$ |
| Energy ratio | Donut hammer | C_E | 0.5–1.0 |
| Energy ratio | Safety hammer | C_E | 0.7–1.2 |
| Energy ratio | Automatic-trip Donut-type hammer | C_E | 0.8–1.3 |
| Borehole diameter | 65–115 mm | C_B | 1.0 |
| Borehole diameter | 150 mm | C_B | 1.05 |
| Borehole diameter | 200 mm | C_B | 1.15 |
| Rod length | <3 m | C_R | 0.75 |
| Rod length | 3–4 m | C_R | 0.8 |
| Rod length | 4–6 m | C_R | 0.85 |
| Rod length | 6–10 m | C_R | 0.95 |
| Rod length | 10–30 m | C_R | 1.0 |
| Sampling method | Standard sampler | C_S | 1.0 |
| Sampling method | Sampler without liners | C_S | 1.1–1.3 |

NSPT \Rightarrow **N60** \Rightarrow **(N1)60**

La resistenza CRR viene stimata sulla base dei valori di (N1)60 di ciascuno strato opportunamente corretti per il contenuto in fine (FC).

$$(N1)60 = NSPT \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_S \cdot C_R \cdot C_B$$

dove:

- $NSPT$ è il valore misurato;
- $(N1)60$ è il valore calcolato;
- C_N, C_E, C_S, C_R, C_B sono fattori correttivi che tengono conto rispettivamente delle **tensioni geostatiche**, del **rendimento energetico dell'apparecchiatura di prova**, del **tipo di campionatore impiegato**, della **lunghezza della batteria di aste di battitura** e del **diametro del foro di sondaggio all'interno del quale si è eseguita la misura SPT**.

In base al contenuto in fine (FC, % passante al setaccio 200), si ottiene il valore di resistenza equivalente **(N1)60_{cs}**.

SI RACCOMANDA L'ANALISI DI CAMPIONI (prelevati solitamente tramite il campionatore aperto es. Raymond) PER LA STIMA DEL «FC» e dell' eventuale «IP»

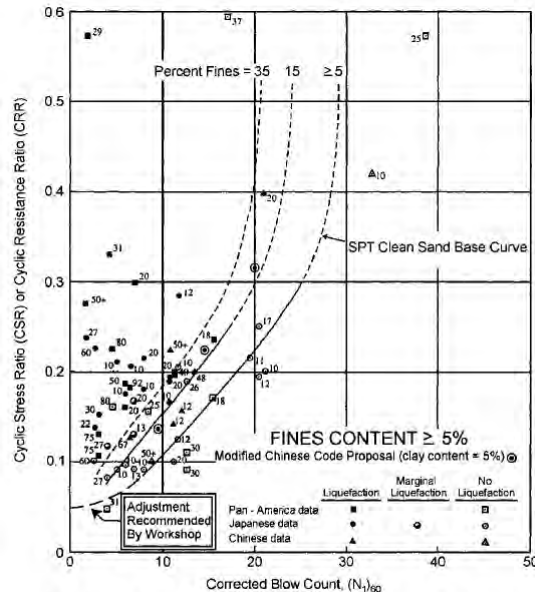


FIG. 2. SPT Clean-Sand Base Curve for Magnitude 7.5 Earthquakes with Data from Liquefaction Case Histories (Modified from Seed et al. 1985)

TUTTI GLI AUTORI RIPORTANO QUESTA METODOLOGIA E NON CONTEMPLANO VALORI DI NSPT/N60 DERIVATI DA ALTRE PROVE TIPO PENTROM. DINAMICHE LEGGERE, PESANTI, ECC.

le linee guida BSSC (Building Seismic Safety Council – 1997, “Commentary on FEMA 274”) all’occorrenza consigliano di derivare i valori di N60 da prove CPT.

.....pertanto massima attenzione nell’utilizzo di prove non standardizzate!...eventualmente solo per opere di scarsa rilevanza

METODI CPT

La resistenza ciclica CRR viene determinata in modo «continuo» sulla base dei valori di q_c correggendoli opportunamente per il contenuto in fine (FC).

In «quasi» tutti i metodi la correzione per il FC viene attuata in funzione del valore di $I_c = \text{soil behavior index}$ con cui si stima un comportamento «virtuale» del terreno e, quindi, in funzione anche della sua matrice granulometrica e stato di addensamento/consistenza

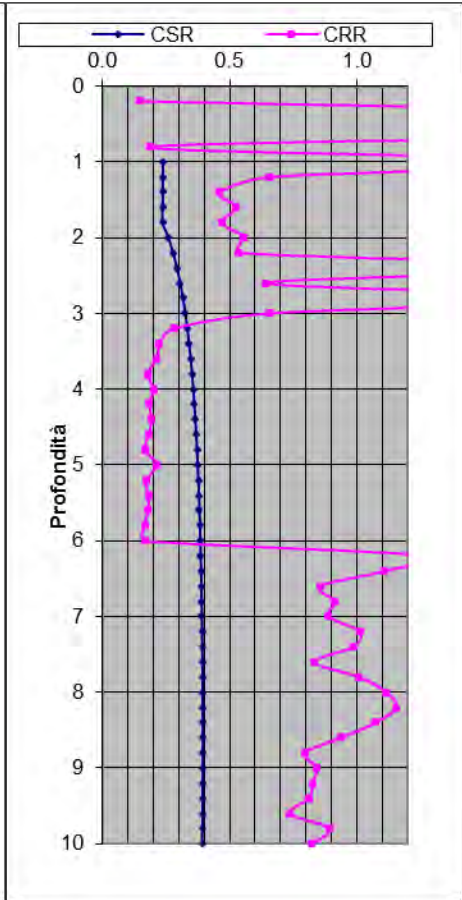
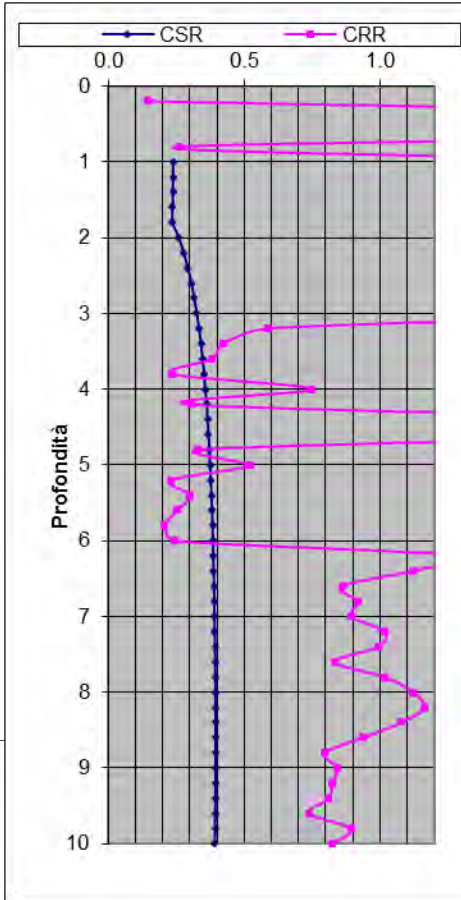
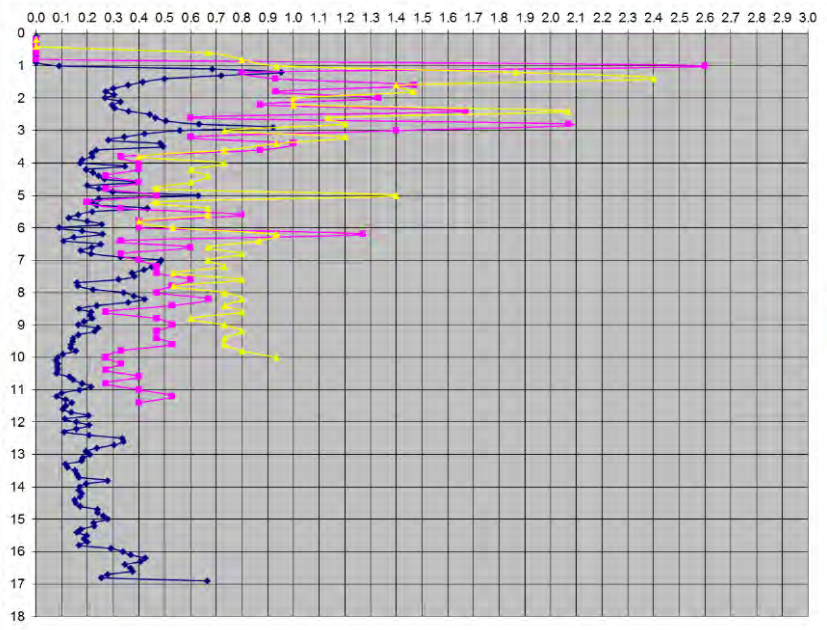
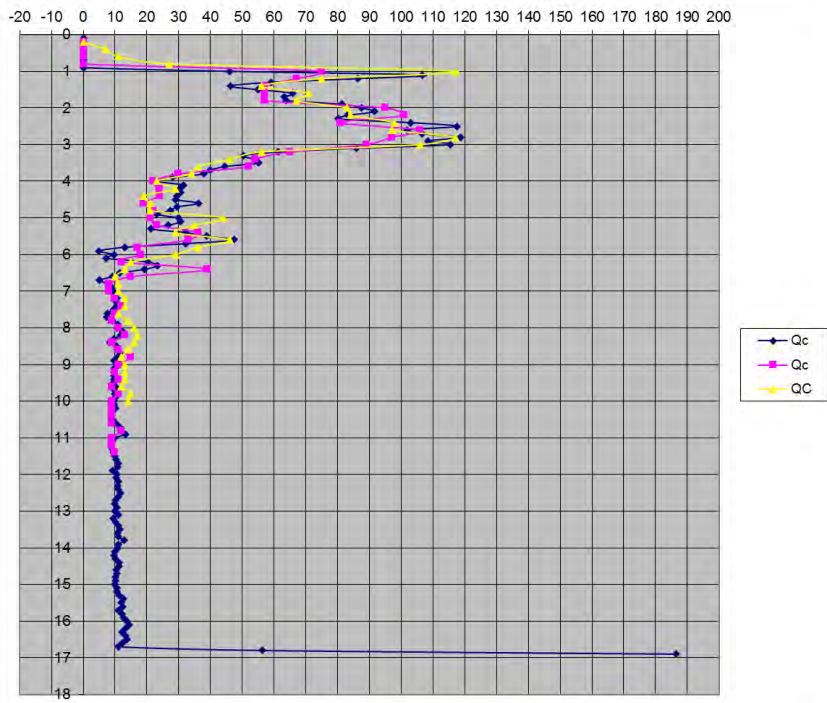
dove:

- q_c/q_t è il valore misurato;
- q_c1N è il valore calcolato tenendo conto rispettivamente delle **tensioni geostatiche**;
- q_c1N_{cs}/Q_{tn}_{cs} è il valore di resistenza ragguagliato in funzione del contenuto in fine (FC).

Le prove Cpte/Cptu sono quelle maggiormente indicate per via dell'elevata risoluzione stratigrafica e ripetibilità (errore max COV = 5-15%).

Le prove Cpt (con punta meccanica) tendono a sovrastimare «MOLTO» l'attrito laterale e, conseguentemente, falsare il contenuto in fine FC dei depositi incoerenti, ottenendo un CRR molto superiore a quello reale, risultando, quindi, poco cautelative.

VEDIAMO ALCUNI ESEMPI PER RENDERCICI CONTO.....



IPL=3.69

punta meccanica
FC falsato

-
*Il CRR viene stimato
sulla base di un FC
significativamente
superiore a quello
effettivo*

IPL=10.73

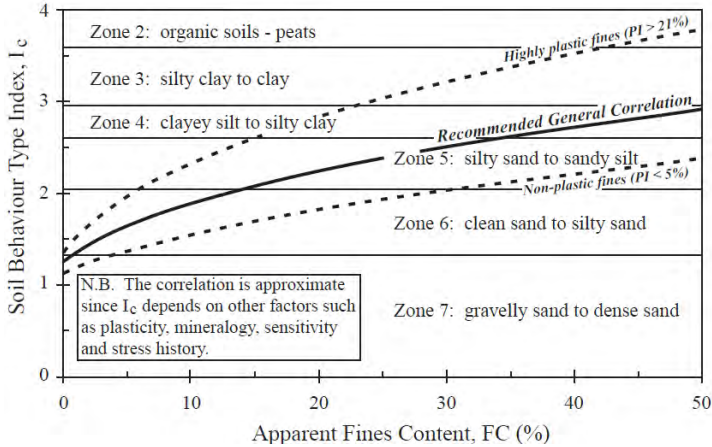
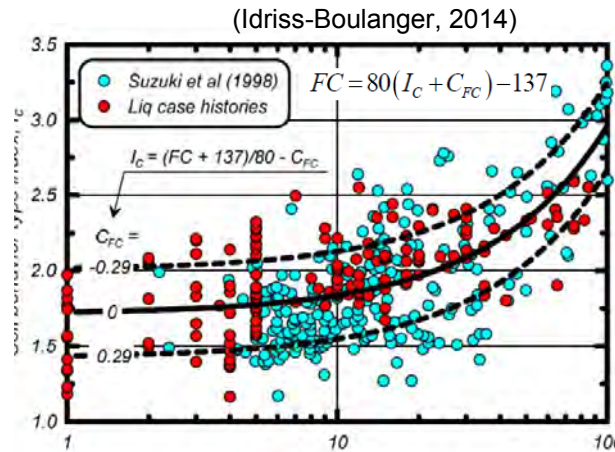
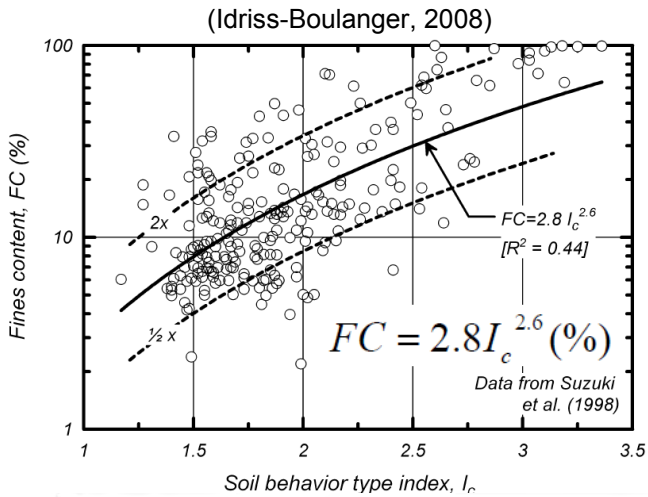
punta elettrica
FC corretto

-
*Il CRR viene stimato
sulla base di un FC
corretto (verificato
con prove di
laboratorio)*

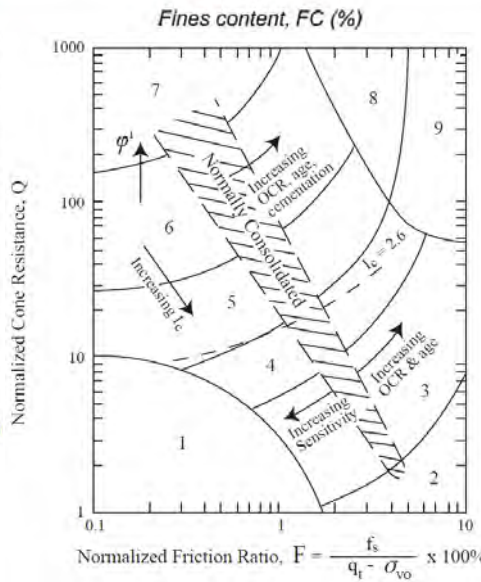
$FC\% = 1.75I_c^{3.25} - 3.7$ Formula Robertson & Wride 1998

Attraverso I_c (soil behavior index) o il rapporto $q_t/F_r\%$ si possono adottare correlazioni indirette volte a stimare il FC...cosa che non è possibile con metodi SPT e VS

TALI CORRELAZIONI VANNO USATE CON CAUTELA E, soprattutto per opere di una certa importanza, VERIFICATE CON PROVE DI LABORATORIO



$FC\% = 1.75 I_c^{3.25} - 3.7$ (R&W 1998)



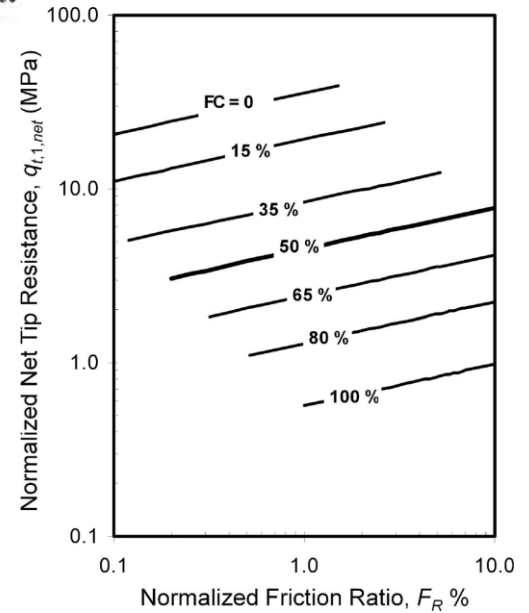
(Cetin et Al., 2009)

$FC = (R_{FC} - 238.50) / 1.75 \times 100 \pm 20.93$ (%)

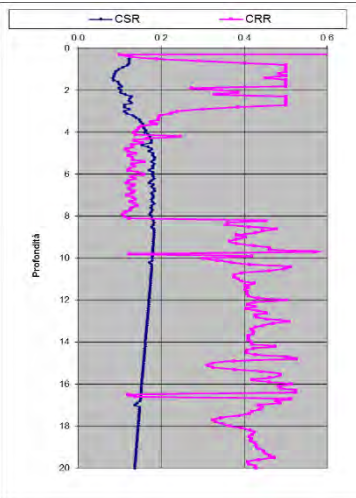
$R_{FC} = \sqrt{[\log(F_R) + 55.42]^2 + [\log(q_{t,1,net}) - 233.52]^2}$

$q_{t,1,net} = (q_t - \sigma_{v0}) / (\sigma_{v0}' / p_a)^F$

$F_R = f_s / (q_c - \sigma_{v0}) \times 100\%$

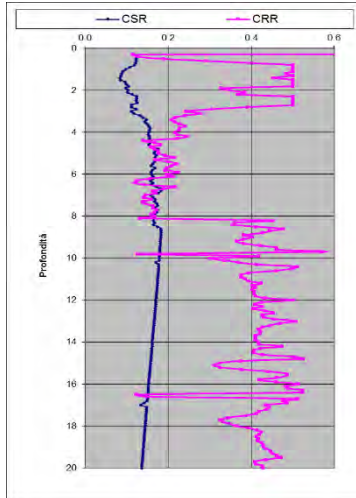


In mancanza di prove di laboratorio di riferimento è sempre raccomandato eseguire analisi di sensibilità con i vari metodi di stima del FC. Ad es. utilizzando lo stesso CRR da metodo IB 2014 (medesime condizioni al contorno):



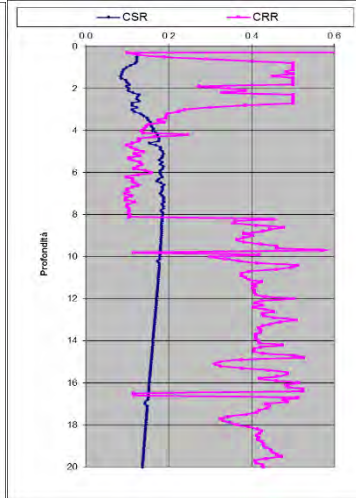
FC – IB2014
Cfc=0 (mean)

IPL = 8.04
SLiq = 4.60
Stot = 0.110



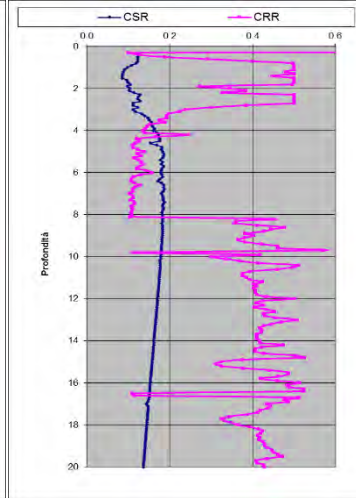
FC – IB2014
Cfc=+0.29 (low. b)

IPL = 1.86
SLiq = 2.10
Stot = 0.039



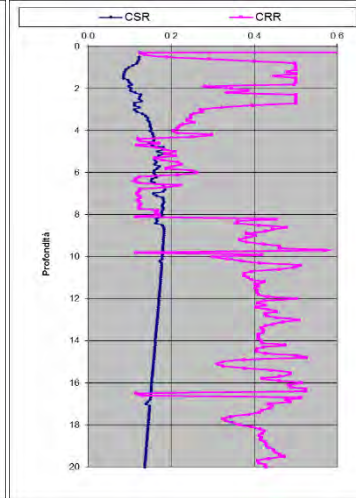
FC – IB2014
Cfc=-0.29 (upper b.)

IPL = 10.69
SLiq = 4.70
Stot = 0.138



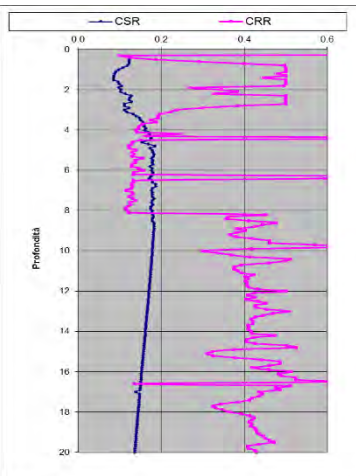
FC – Robertson

IPL = 10.09
SLiq = 4.70
Stot = 0.131



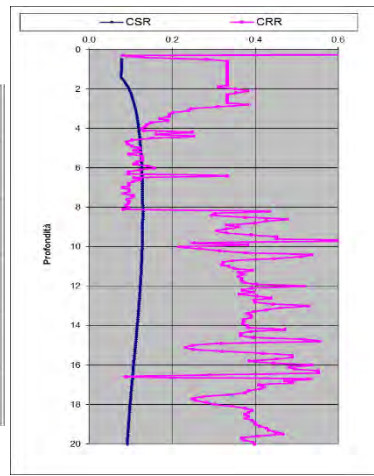
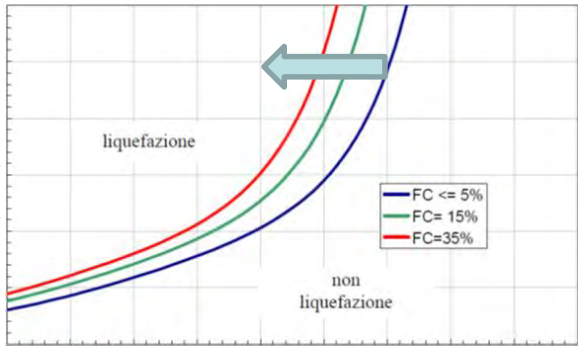
FC – Cetin
mean

IPL = 4.33
SLiq = 2.40
Stot = 0.064



FC – F. Yi, 2010

IPL = 6.89
SLiq = 4.20
Stot = 0.095



...solo a tiolo di confronto
Robertson 2009
FS=1.2
FC – Robertson

IPL = 4.28
SLiq = 3.10
Stot = 0.087

METODI VS

La resistenza **CRR viene stimata sulla base dei valori di Vs di ciascun orizzonte** (preferibilmente non superiore a 1 mt per una ragionevole risoluzione stratigrafica);

I singoli valori di Vs vengono corretti opportunamente per:

- *tensioni geostatiche*
- *contenuto in fine (FC)*
- *Età del deposito e grado di invecchiamento (aging).*

Il metodo sfrutta bassi livelli deformativi indotti dalle onde Vs ed è particolarmente indicato in presenza di depositi ghiaiosi non indagabili altrimenti con le tecniche convenzionali.

Va utilizzato generalmente in ausilio ad altre metodologie per via della minore risoluzione stratigrafica

- Con tecniche ad alta risoluzione SCPT il FC può essere stimato dall'esecuzione preliminare di una prova CptE/CptU.
- Con tecniche Down Hole/Cross Hole il FC deve essere stimato da prove di laboratorio; nei fori di sondaggio è auspicabile inoltre effettuare test SPT di correlazione e ausilio alle verifiche di liquefacibilità

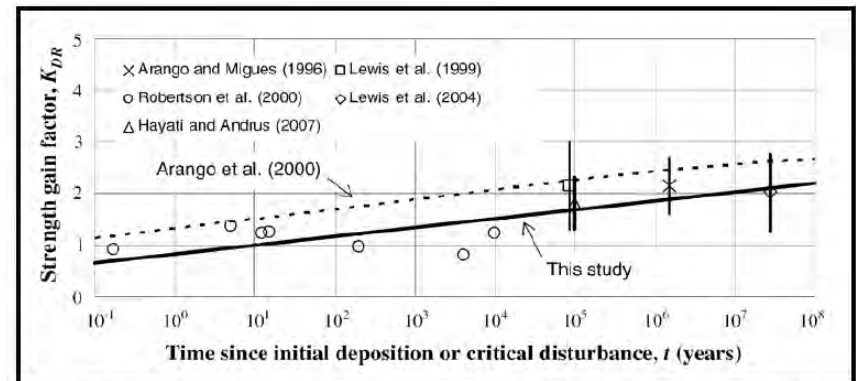


Figure 13-30, Relationship Between Strength Gain Factor and Time (Hayati and Andrus, 2008 with permission from ASCE)

SOGLIE / PROBABILITA' DI RIFERIMENTO:

- Si raccomandano metodi semplificati «consolidati» ed «aggiornati» che, oltre ad una stima di tipo deterministico, consentano una valutazione probabilistica basata sul livello di salvaguardia che il progettista intende assumere.
- è raccomandato l'utilizzo di almeno 2 metodi comparati :

Ad esempio:

Robertson & Wride \Rightarrow $F_s=1$ / $PL=35.6$ % (Juang – Ku, 2011)

Moss 2006 \Rightarrow $F_s=1$ / $PL=15$ % (Moss et Al., 2006)

I&B 2014 \Rightarrow $F_s=1$ / $PL=16$ % (Idriss & Boulanger, 2014)

Al fine di poter comparare due metodi, si deve utilizzare lo stesso grado di confidenza e quindi una «stessa soglia probabilistica» limite di innesco liquef. (es. 15%), es. adottando un $F_s=1.2$ per R&W (= 15%), $F_s=1$ per Moss

- Se si volesse comparare anche il metodo in onde Vs di Andrus e Stokoe (2000), si dovrà adottare anche per esso $F_s=1.2$, corrispondente a $PL=15-16\%$
- Tale soglia inoltre è oltretutto consigliata anche da Robertson per interventi ordinari di basso rischio e corrisponde ad una classe di suscettibilità di “non liquefazione quasi certa” (Chen and Juang, 2000-2008) o, comunque, ad effetti superficiali molto limitati

- $FS \geq 1.00$ non significa certezza assoluta di non liquefazione e/o assenza totale di effetti superficiali in quanto con $1.00 \leq FS \leq 1.50$ le sovrappressioni indotte possono essere significative, con primi segnali di instabilità a partire da $R_u > 0.6-0.7$:

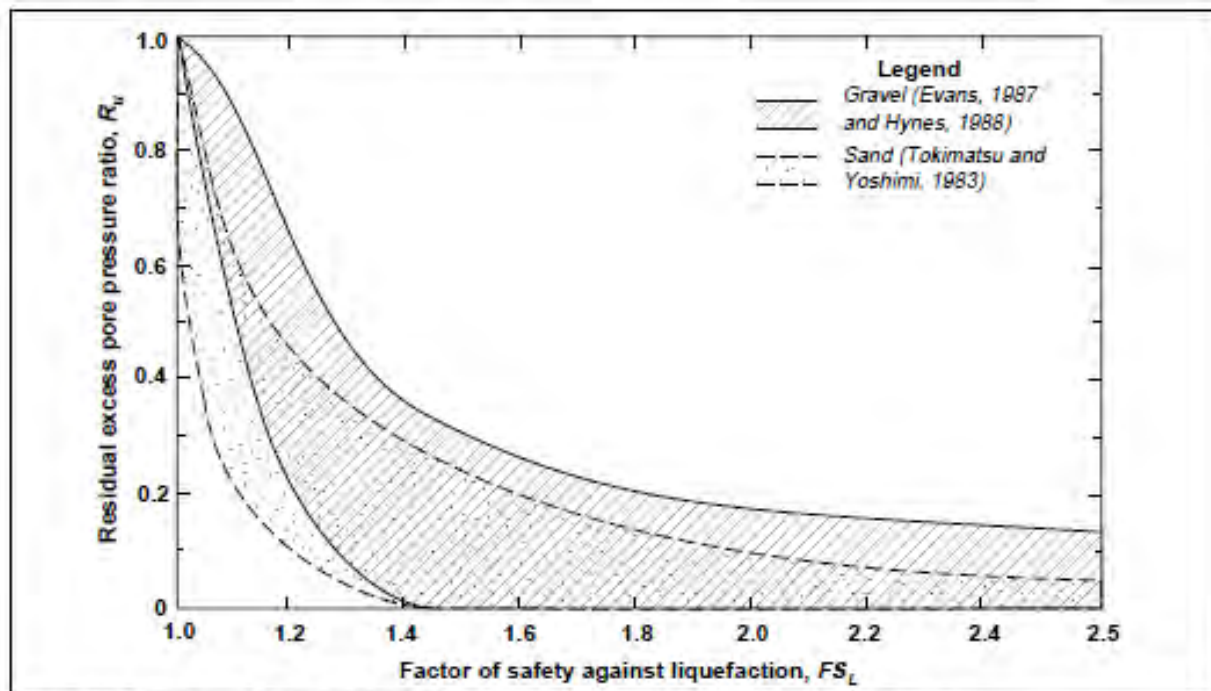


Figure C4-7 Typical Relationships for Sand and Gravel (from Marcuson and Hynes, 1990)

DM2008 – par. 7.11.3.4.3: «L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista»

- VA CONSIDERATA L'IMPORTANZA E COMPLESSITA' DELL'OPERA
- le Linee guida AGI e le ICMS (Linee Guida per la Microzonazione Sismica - Protezione Civile) consigliano genericamente un FS minimo di 1.25 per tutti i metodi, senza alcuna distinzione di merito.

- Per opere “ordinarie” le linee guida americane BSSC (Building Seismic Safety Council – 1997, “Commentary on FEMA 303”), con metodo SPT di Seed et Al. 1985, prescrivono l’adozione di un $FS=1.2$, mentre per opere a rischio elevato un $FS \geq 1.5$; ciò comporta valori di soglia rispettivamente stimabili in $PL=19\%$ e 10% (Juang et Al. 2002),
- Pertanto le norme americane “suggeriscono” soglie di rischio pari a circa 20% e 10% accettabili rispettivamente per opere ordinarie e ad alto rischio (Juang et Al. 2002)

**Eurocodice 8 e relativa “appendice nazionale” (EC8 Parte 5 - art. 4.1.4(11), recepito nell’annex nazionale con Decreto Ministeriale 31/07/2012): $FS=1.25$
(ma attenzione!!! con riferimento al metodo tabellare semplificato ed MSF illustrati nel’EC8 art. 4.1.4 e Annex B !)**

IN ASSENZA DI SPECIFICI APPROFONDIMENTI O ALTRI ELEMENTI DI GIUDIZIO (ES. TIPO LABORATORI CICLICO, ANALISI DI RSL IN TENSIONI EFFICACI, CASE HISTORY REALI, ECC.) COME POSSIAMO COMPORTARCI?

1) si applica tout court $FS=1.25$ con qualsiasi metodo rischiando di non avere alcun controllo sull’adeguatezza del risultato ottenuto (troppo / troppo poco conservativo).

2) si possono fare le seguenti considerazioni:.....

- Per opere “**ordinarie**”, adozione di metodi con soglie di innesco equivalenti a **PL=15-20 %**;
- Per opere “**strategiche**” adozione di curve di riferimento equivalenti ad una $PL \leq 10-12\%$ o, in ogni modo, $FS \geq 1.25-1.50$ (in funzione del metodo adottato).
- FS=1.25 utilizzando alcuni metodi SPT o CPT (**specie se non aggiornati e con fattori MSF poco adeguati**), sebbene suggerito da diverse linee guida nazionali e comunitarie, è certamente ammissibile ma potrebbe risultare non sufficientemente cautelativo

Pertanto, in risposta al DM2008 – par. **7.11.3.4.3**, è ragionevole che:
*L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione debba essere valutata e motivata in funzione del **grado di complessità dell'opera**, **classe d'uso/vita nominale e livello di rischio***

METODI ADOTTABILI:

per diffusione, aggiornamento e possibilità di stima probabilistica

SPT

- Seed et Al. 1985, agg. Youd, 2001
- Idriss & Boulanger, 2008 - 2014
- Cetin, 2004 (agg. 2016)
- Juang et Al., 2000-2009

CPT

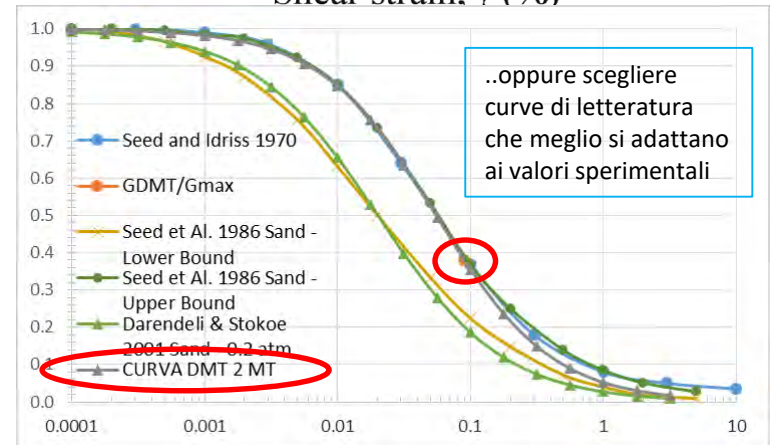
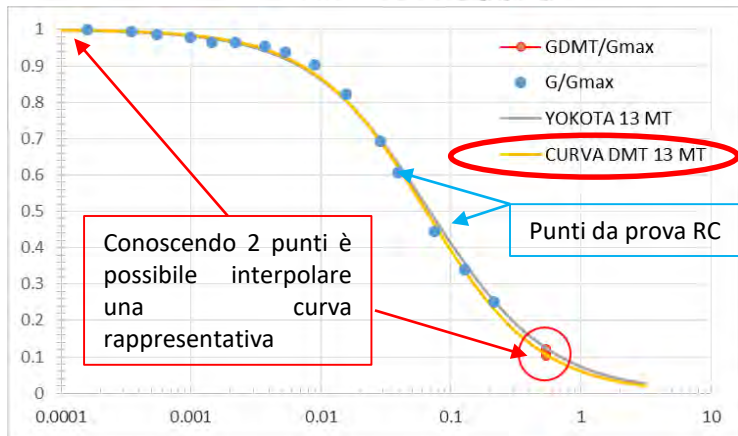
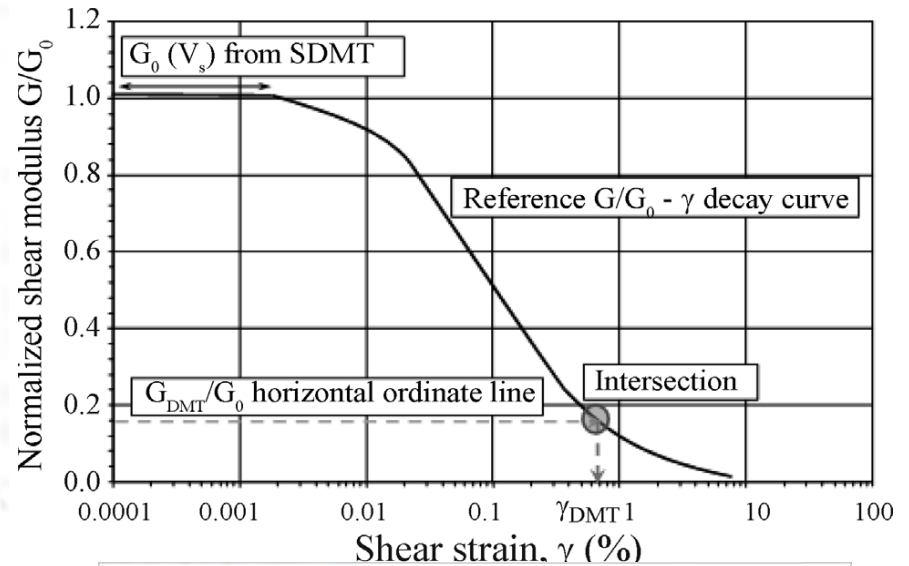
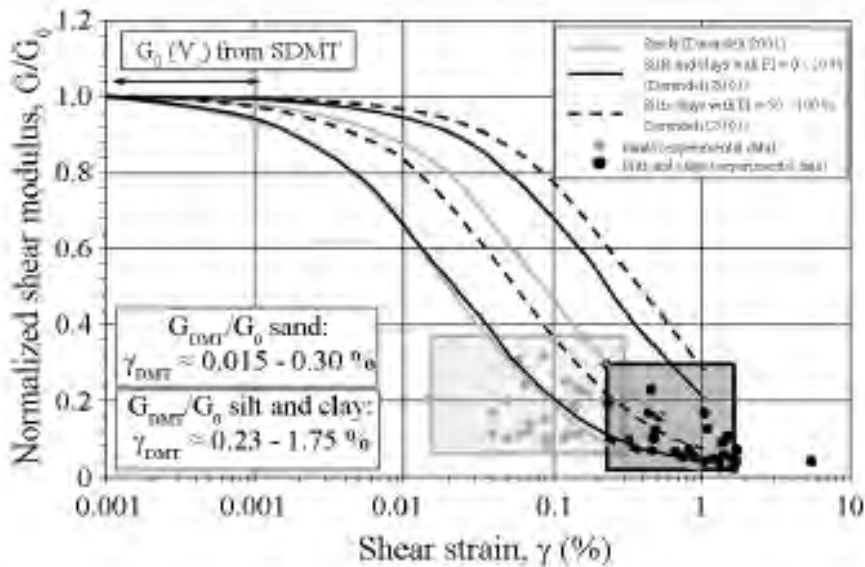
- R&W, 1998 - NCEER 2001
- Robertson & Wride - agg. 2009
- Idriss & Boulanger, 2008-2014
- Moss, 2006
- Juang et Al., 2006-2011
- Juang-Mayne-Chen, 2008

VS

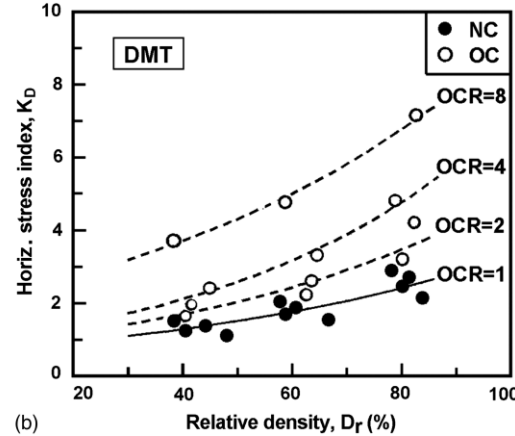
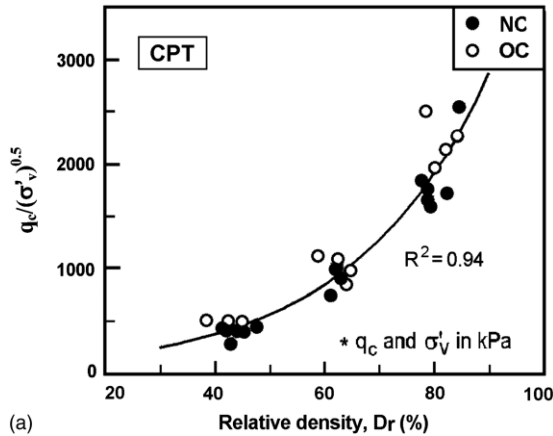
- Andrus & Stokoe, 1997-2000
- Andrus & Hayati 2008-09
- Kayen et Al. 2013

DA ULTIMO, QUANDO POSSIBILE, SI CONSIGLIA L'ESECUZIONE COMPLEMENTARE DI PROVE DMT/SDMT

- Ai fini della RSL consentono una calibrazione e scelta «sito specifica» delle curve di decadimento, soprattutto in presenza di terreni difficilmente campionabili (sabbie sciolte sotto falda)....e un ottimo profilo di Vs/G0 ad alta risoluzione (passo 0.5 mt)



- Ai fini della liquefazione, attraverso l'indice di spinta orizzontale «Kd», sono prove estremamente sensibili a «moduli deformativi», «stress history» e «OCR» delle sabbie (es. a seguito di interventi di miglioramento/addensamento)



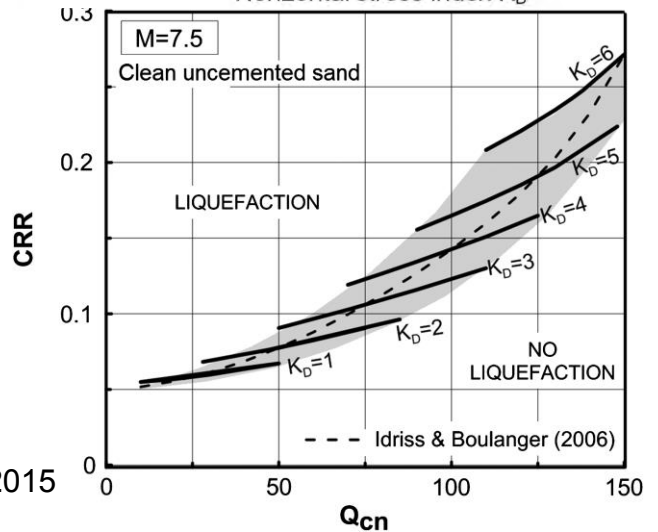
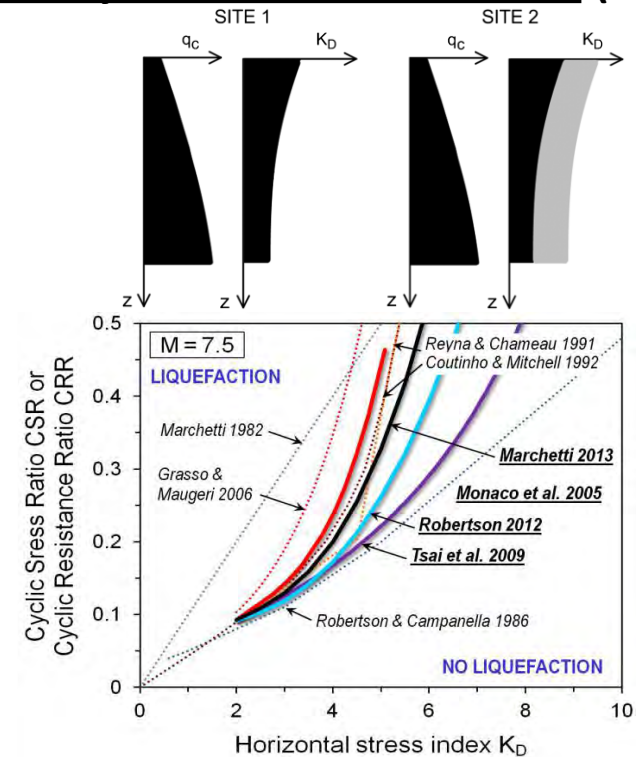
Tramite il metodo Marchetti 2015, utilizzando i risultati di prove CPT e DMT, è possibile ottenere una stima basata contemporaneamente su due parametri misurati (Qc e Kd), certamente in grado di cogliere aspetti più peculiari rispetto ad un solo parametro

$$\text{Average CRR} = [(\text{CRR from } Q_{cn}) \times (\text{CRR from } K_D)]^{0.5}$$

In cui

$$Q_{cn} \approx 25 K_d \text{ (Robertson 2012)}$$

Altri metodi DMT: Monaco 2005, Tsai, 2009, Robertson 2012, Marchetti 2013



**UN RUOLO FONDAMENTALE NELLA «DECISIONE FINALE» VA
ATTRIBUITO ALLE MANIFESTAZIONI SUPERFICIALI ED AGLI
EFFETTI SULLE EVENTUALI STRUTTURE!!**

INDICATORI NORMATIVI DI RIFERIMENTO (DM2008, ICMS,
direttive MZS):

1. IL o IPL (IWASAKI, 1978-82)

2. Cedimenti (terreni incoerenti e coesivi)

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

Liquefaction potential categories proposed by Iwasaki and others
(1982)

Liquefaction index (L_I)

Liquefaction potential

0

Very low

$0 < L_I \leq 5$

Low

$5 < L_I \leq 15$

High

$15 > L_I$

Very high

VALORI SOGLIA DI IL O IPL

Diversi autori (Lee 2003, Toprak - Holzer 2005, Papathanassiou et Al. 2008-2010) hanno verificato che IPL è fortemente condizionato sia dal metodo di calcolo che dalla tipologia di prove utilizzati (SPT, CPT ed a questo punto aggiungerei anche Vs).

Soprattutto a magnitudo medio/basse, si riscontra una minore correlabilità tra scenario di danno atteso ed il valore di IPL stimato.

Table 1. Existing Assessments of LPI

| Study | Threshold LPI Value For: | |
|------------------------|--------------------------|---------------------|
| | Liquefaction | Severe Liquefaction |
| Iwasaki et al. (1978) | 5 | 15 |
| Lee et al. (2003) | 13 | 21 |
| Toprak & Holzer (2003) | 5 | 15 |
| Papathanassiou (2008) | 19 | 32 |

Tale bassa correlabilità, soprattutto a magnitudo medio-basse, sembra imputabile proprio al fatto che il metodo di Iwasaki sia stato sviluppato soprattutto sulla scorta di analisi con metodi SPT (elevata dispersione) nonché su terremoti prettamente ad elevate magnitudo

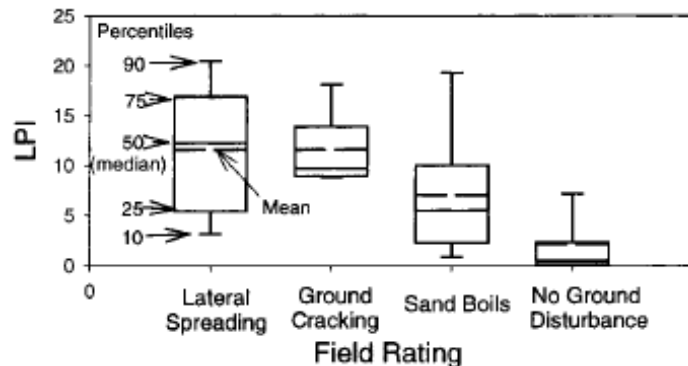
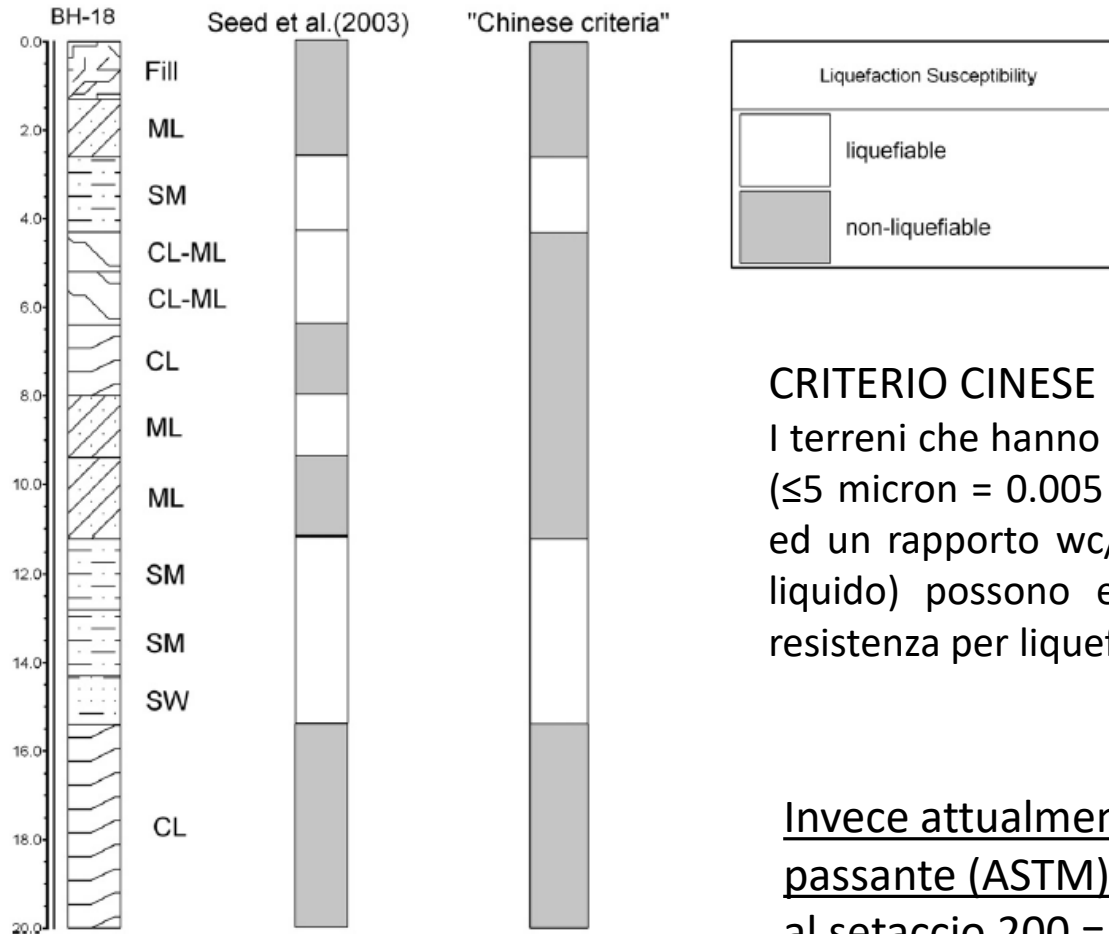


Fig. 5. Correlation of LPI values with surface effects for the 1989 Loma Prieta Earthquake: (a) LPI values and (b) percentiles

Sonmez (2003) su base metodo SPT - Youd (2001), propone una lieve modifica agli ambiti di rischio di Iwasaki:

| Liquefaction index (L_1) | Liquefaction potential |
|------------------------------|--|
| 0 | Non-liquefied (based on $F_L \geq 1.2$) |
| $0 < L_1 \leq 2$ | Low |
| $2 < L_1 \leq 5$ | Moderate |
| $5 < L_1 \leq 15$ | High |
| $15 > L_1$ | Very high |

Le verifiche di Iwasaki e le stime di suscettibilità erano basate sul metodo SPT e «criterio cinese»



CRITERIO CINESE (Wang, 1979):

I terreni che hanno meno del 15% di fine content (≤ 5 micron = 0.005 mm), un limite liquido $LL < 35$ ed un rapporto $w_c/LL > 0.9$ (water content/limite liquido) possono essere soggetti a perdite di resistenza per liquefazione

Invece attualmente FC è definito come passante (ASTM)
al setaccio 200 = 0,075 mm = 75 micron

LE SOGLIE DI RISCHIO DI IPL E DEI CASI LIQ/NON LIQ CAMBIANO IN FUNZIONE DEL TIPO DI PROVA E DI METODO ADOTTATO

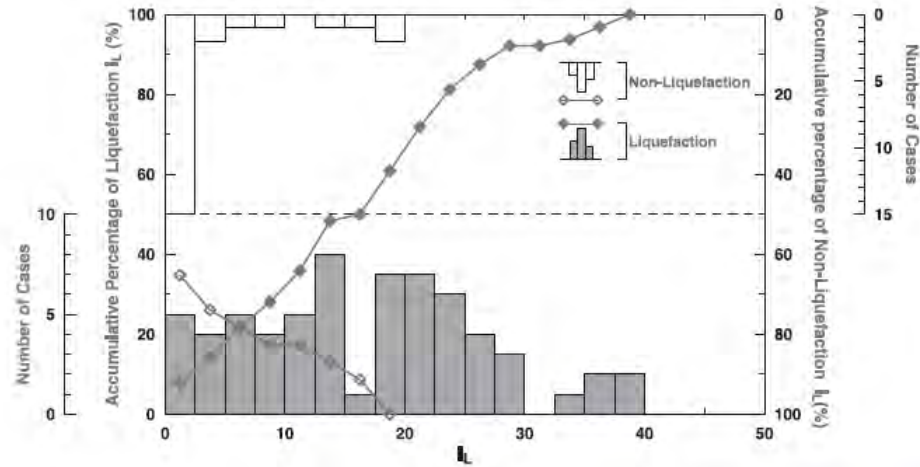


Fig. 10. Distribution of calculated I_L values of liquefied group and non-liquefied group by Iwasaki et al. (1982).

8

D.-H. Lee et al. / Engineering Geology 71 (2003) 97–117

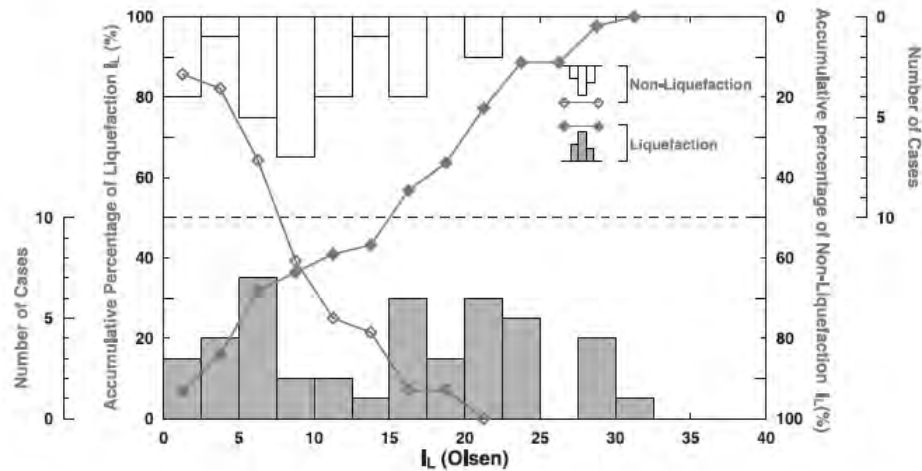
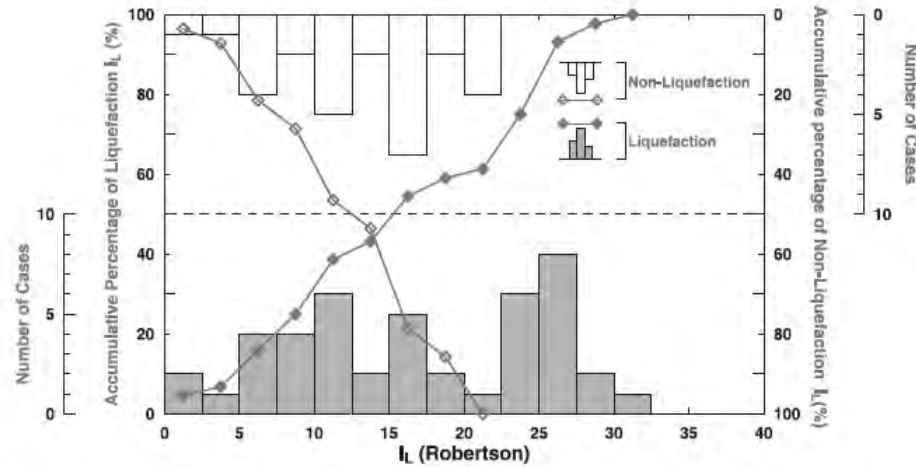


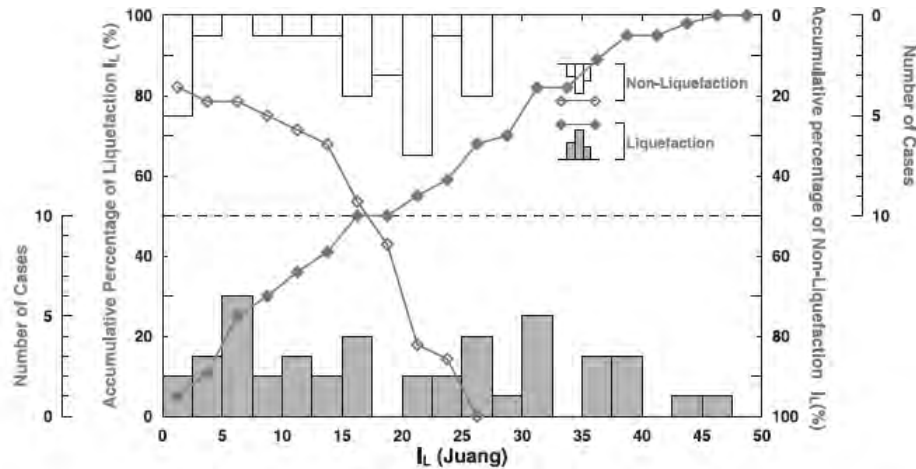
Fig. 11. Distribution of calculated I_L values of liquefied group and non-liquefied group of the 72 CPTs analyzed by the Olsen method.



Lee et al., 2003, con Robertson e Wride - agg. Youd, 2001, stima le corrispondenti soglie di riferimento.

- IPL < 13 = “rischio basso”
- 13 < IPL < 21 = “rischio alto”
- IPL > 21 = “rischio molto alto”

Fig. 13. Distribution of calculated I_L values of liquefied group and non-liquefied group of the 72 CPTs analyzed by the Robertson method.



nell’ambito di tale verifica solo circa il 10% dei casi di liquefazione presentava un $IPL < 5$

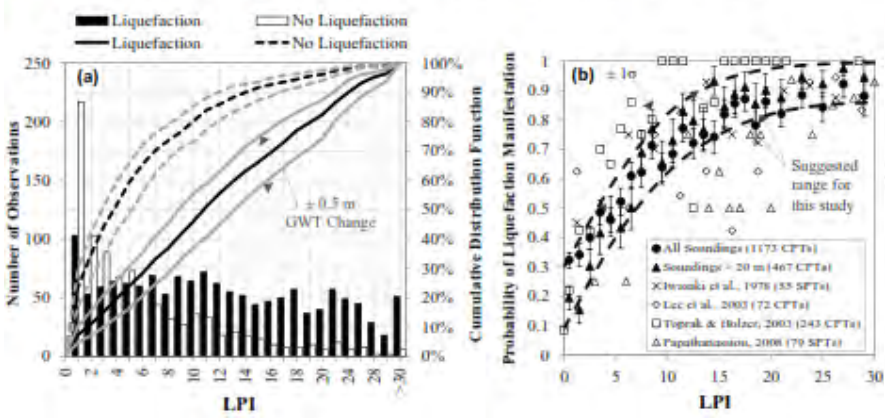
Fig. 15. Distribution of calculated I_L values of liquefied group and non-liquefied group of the 72 CPTs analyzed by the Juang method ($I_c < 2.95$).

Anche Maurer et Al.,2013-2014, in occasione dei recenti sismi in Nuova Zelanda, rielabora il rischio per liquefazione tramite il metodo di Robertson, ridefinendo le seguenti soglie di rischio di danneggiamento (anziché di innesco liquefazione) per IPL:

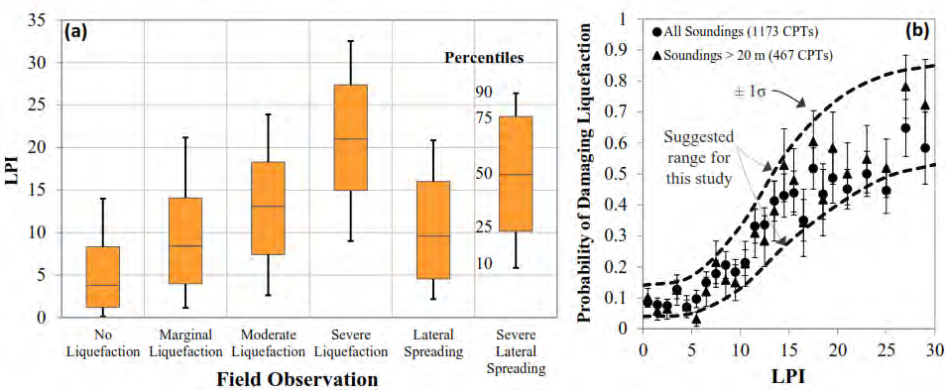
8.4 (basso) - 13.1 (moderato) - 21.0 (severo)

in cui il danneggiamento a infrastrutture viene sostanzialmente riscontrato a partire da valori “moderati” o “severi”. La «probabilità di danneggiamento» alla soglia IPL=5 è risultata generalmente compresa tra il 5-17%.....abbastanza analogo a quanto riscontrato da LEE 2003 (10%).

1. Prediction of Liquefaction Occurrence (2346 Cases)



2. Prediction of Liquefaction Severity (2346 Cases)



Maurer, Green et Al.,2013 - poster

IPL = indicatore del «danneggiamento potenziale» anziché dell’occorrenza del fenomeno di liquefazione

Il 24% dei siti liquefatti e 41% di quelli non liquefatti risultano classificati erroneamente e la probabilità di innesco liquefazione nei siti con IPL 5-10-15 varia rispettivamente da 0.40-0.60, 0.62-0.82 e 0.75-0.93.
= probabilità elevate rispetto agli effetti osservati

CEDIMENTI COMPLESSIVI

Per un giudizio finale occorre valutare infine anche i
cedimenti complessivi

In tal caso Ishihara e Yoshimine (1992) in relazione ai cedimenti stimati ed al grado di danneggiamento/effetti sul suolo attesi identificano tre ambiti di riferimento secondo cui:

- $\Delta H < 10$ cm “Light to no damage”
- $10 < \Delta H < 30$ cm “Medium damage”
- $\Delta H > 30$ cm “Extensive damage”

INDICATORI DI RISCHIO SULL'INTERA COLONNA STRATIGRAFICA

Altri indicatori aiutano a stimare entità dei fenomeni attesi in conseguenza dell'innescò di fenomeni di liquefazione:

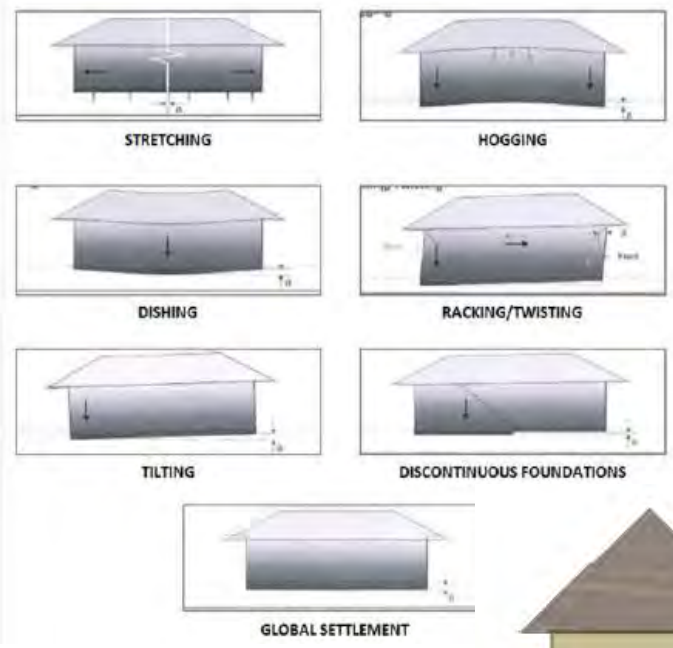
- **LSN** (*Liquefaction Severity Number - H. Cowan e Tonkin & Taylor Limited 2012/2013*).

| LSN Range | Predominant performance |
|-----------|---|
| 0 – 10 | Little to no expression of liquefaction, minor effects |
| 10 – 20 | Minor expression of liquefaction, some sand boils |
| 20 – 30 | Moderate expression of liquefaction, with sand boils and some structural damage |
| 30 – 40 | Moderate to severe expression of liquefaction, settlement can cause structural damage |
| 40 – 50 | Major expression of liquefaction, undulations and damage to ground surface, severe total and differential settlement of structures |
| >50 | Severe damage, extensive evidence of liquefaction at surface, severe total and differential settlements affecting structures, damage to services. |

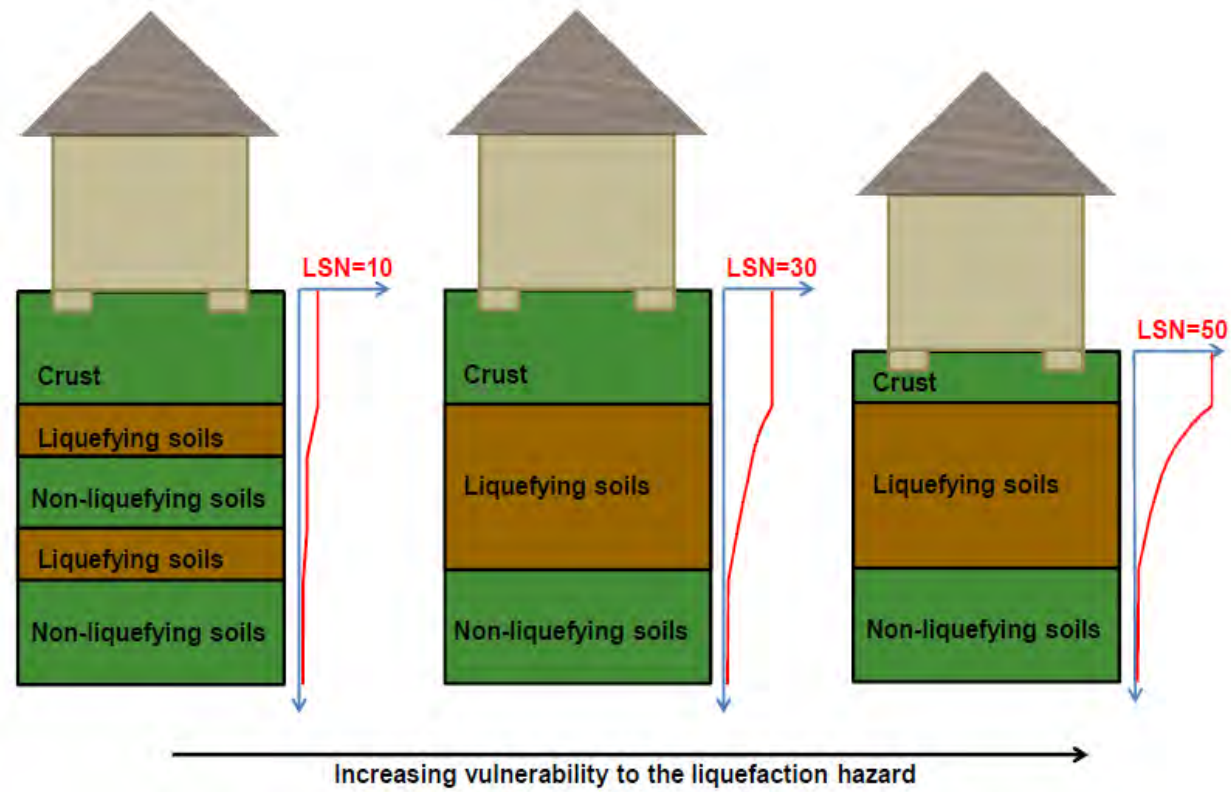
$$LSN = 1000 \int \frac{\epsilon_v}{z} dz$$

ϵ_v (coeff. di def. volumetrica post ciclica) va stimato con la formulazione di Zhang et Al., 2002

Ground Deformation Induced Foundation Damage



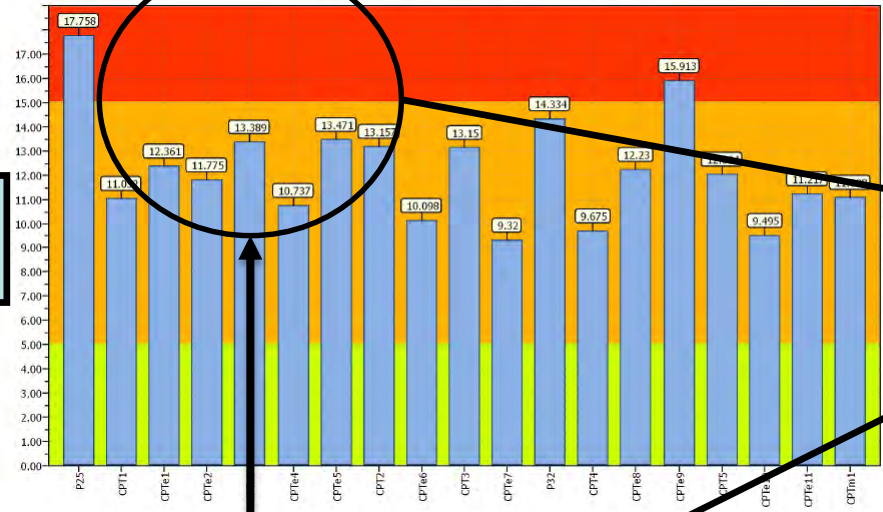
Tonkin & Taylor, 2013



Le manifestazioni superficiali sono condizionate dal rapporto tra strati liquefacibili/non liquefacibili e dalla relativa posizione

IPL

Overall Liquefaction Potential Index report

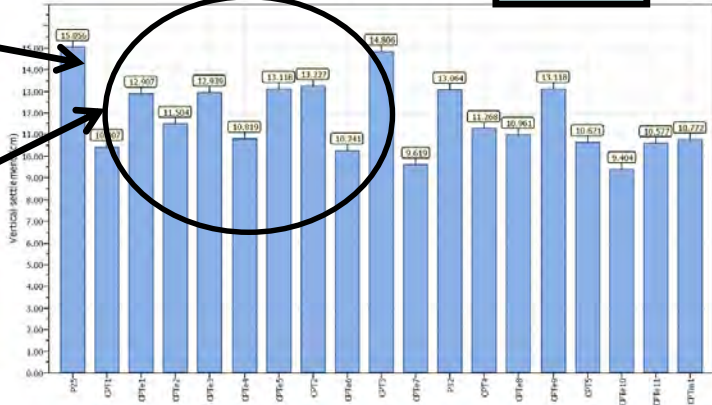


LPI color scheme
 Very high risk
 High risk
 Low risk

Basic statistics
 Total CPT number: 19
 0.00% low risk
 89.47% high risk
 10.53% very high risk

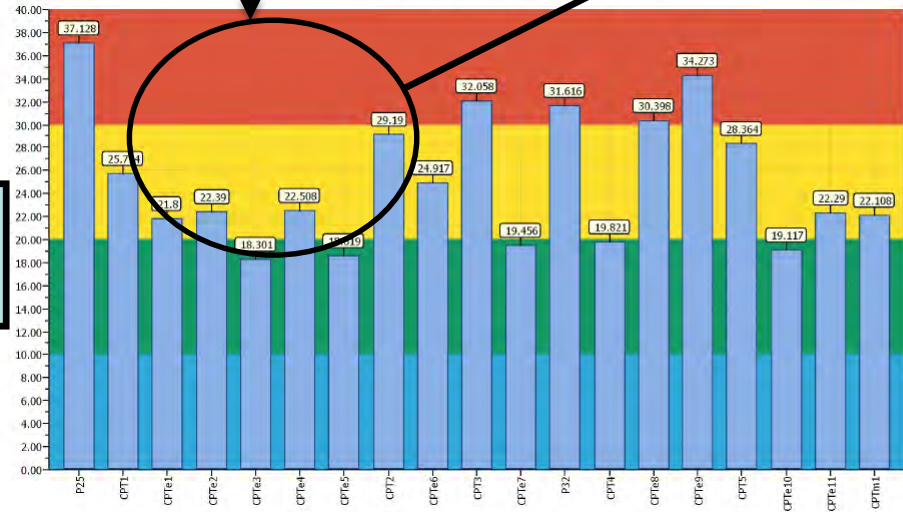
CED

Overall vertical settlements report



LSN

Overall Liquefaction Severity Number report

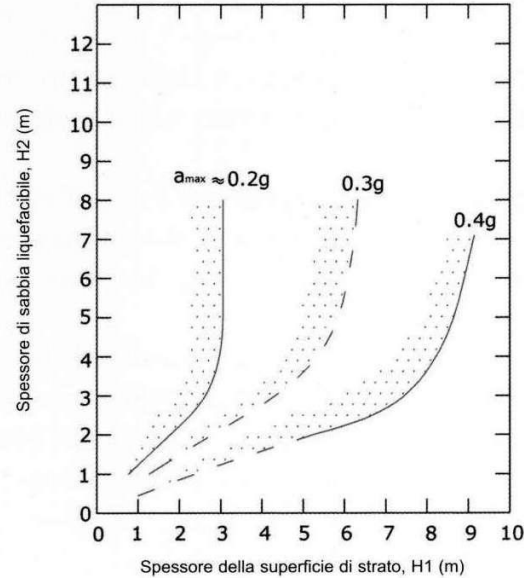


LSN color scheme
 Severe damage
 Major expression of liquefaction
 Moderate to severe exp. of liquefaction
 Moderate expression of liquefaction
 Minor expression of liquefaction
 Little to no expression of liquefaction

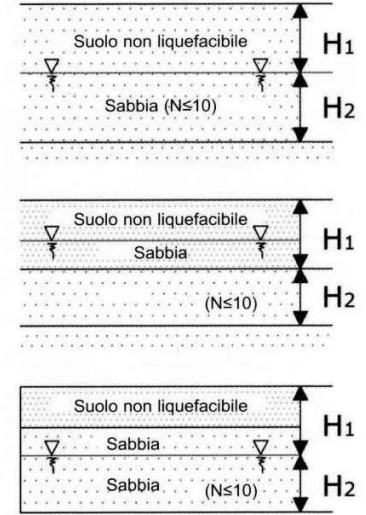
Basic statistics
 Total CPT number: 19
 0.00% little liquefaction
 26.32% minor liquefaction
 47.37% moderate liquefaction
 26.32% moderate to major liquefaction
 0.00% major liquefaction
 0.00% severe liquefaction

A condizioni di IPL crescenti e ad alto rischio in alcune prove corrisponde un minor indice LSN=minori effetti superficiali attesi → differenti condizioni stratigrafiche e di una «crosta superficiale» a maggior spessore.

METODO SEMPLIFICATO DI ISHIHARA, 1985 - YOUD E GARRI 1994/95



(a)



(a)

Relazione fra lo spessore dello strato liquefacibile e lo spessore dello strato sovrapposto (Ishihara, 1985)

Valutazione delle manifestazioni superficiali in funzione del rapporto fra lo spessore dello strato superficiale non liquefacibile e quello sottostante liquefacibile

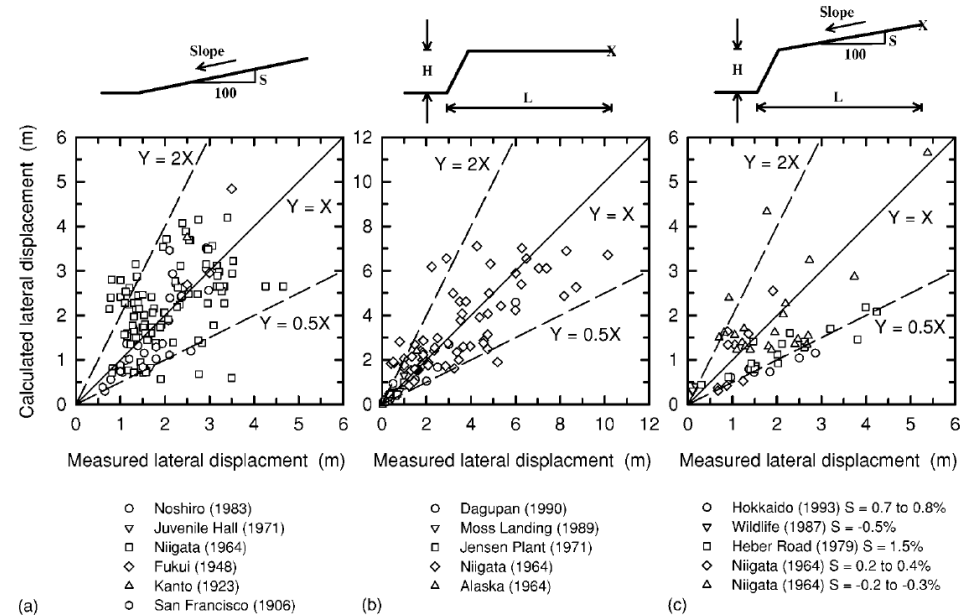
| Accelerazione [gal] 1 gal = 1 cm/s ² | Condizione | Propagazione della liquefazione verso l'alto | Manifestazioni superficiali |
|--|---|--|-----------------------------|
| 200 | $h_1 \geq 3 \text{ m e } h_2 < 3 \text{ m}$ | IMPEDITA | NO |
| | $h_1 \leq 3 \text{ m e } h_2 > 3 \text{ m}$ | NON IMPEDITA | SI |
| 300 | $h_1 < 5 \text{ m e } h_2 > 4 \text{ m}$ | NON IMPEDITA | SI |
| | $h_1 > 5 \text{ m e } h_2 < 4 \text{ m}$ | IMPEDITA | NO |
| 400 - 500 | $h_1 < 7 \text{ m e } h_2 > 3 \text{ m}$ | NON IMPEDITA | SI |
| | $h_1 > 7 \text{ m e } H_2 < 3 \text{ m}$ | IMPEDITA | NO |

IL METODO NON E'
APPROPRIATO PER SITI
SOGGETTI A
DISLOCAZIONI LATERALI
E/O OSCILLAZIONI DEL
SUOLO

(Ishihara, 1985)

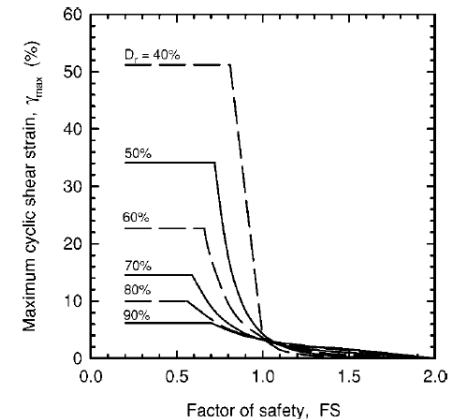
IN PENDENZA (ANCHE LIEVE), VICINO A CANALI E/O SCARPATE/ARGINI FLUVIALI VA VALUTATO ATTENTAMENTE ANCHE IL LATERAL SPREADING

- condiziona (negativamente) le condizioni di innesco della liquefazione
- In presenza di scarpate la profondità max di analisi $z_{max}=2H$ (Chu et al. 2006 – I&B, 2008)
- Le deformazioni attese:
 - Si riducono al 50% a $L/H \approx 5-20$
 - Si riducono al 20% a $L/H \geq 20$
 - Si annullano a $L/H \approx 40$ (Zhang et al., 2004 – I&B, 2008)
- le formulazioni. semplificate forniscono stime indicative degli spostam. attesi (errore 50%-200%)
- Accuratezza attesa decimetrica
- Metodi semplificati da SPT-CPT si stima γ_{max} (Zhang et al., 2004 - I&B, 2008)
- Relazioni empiriche (Youd et Al. 2002)

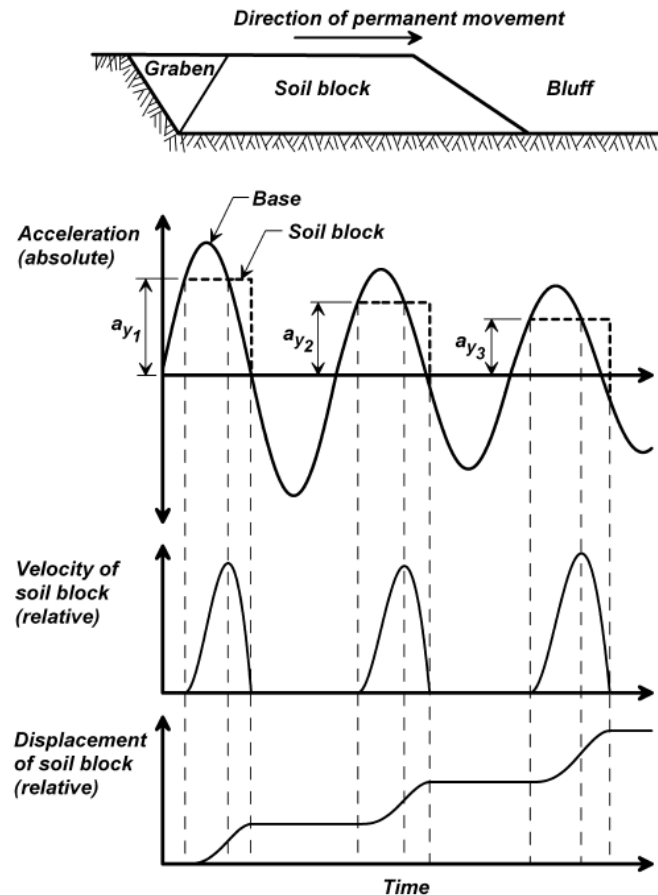


$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} dz$$

(Zhang et al., 2004)



.....In modo analitico andrebbe trattato come scivolamento del blocco di Newmark (eventualmente anche tramite modelli semplificati es. Bray et Al. 1998, Bray-Travasarou, 2007, ecc.)



.....o tramite analisi dinamiche non lineari agli elementi finiti.....ma la cosa si complica non poco!!

PROVE DI LABORATORIO PER IL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

- TRIASSIALE CICLICO
 - TAGLIO SEMPLICE CICLICO
-ma **attenzione!!!!**

Risultati fortemente influenzati da:

- mod. campionamento e/o di preparazione
- mod. saturazione
- mod. consolidazione (isotropa-K0)
- frequenza di eccitazione
- modalità di esecuzione (N cicli, soglie deformative, controllo sforzi/def., ecc.)



$$(CSR)_{tx} = \frac{\tau_l}{\sigma'_c} \longrightarrow R_{\max} = \frac{0.9}{C_k} \cdot \frac{(1+2K_0)}{3} \left(\frac{\tau_l}{\sigma'_c} \right)_{N_c=20} \longrightarrow L_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_c} \longrightarrow F_L = \frac{R_{\max}}{L_{\max}}$$

ha senso solo applicando gli opportuni fattori correttivi e un'attenta analisi di RSL !!

Attenzione alle diverse modalità di campionamento o ricostituzione del provino

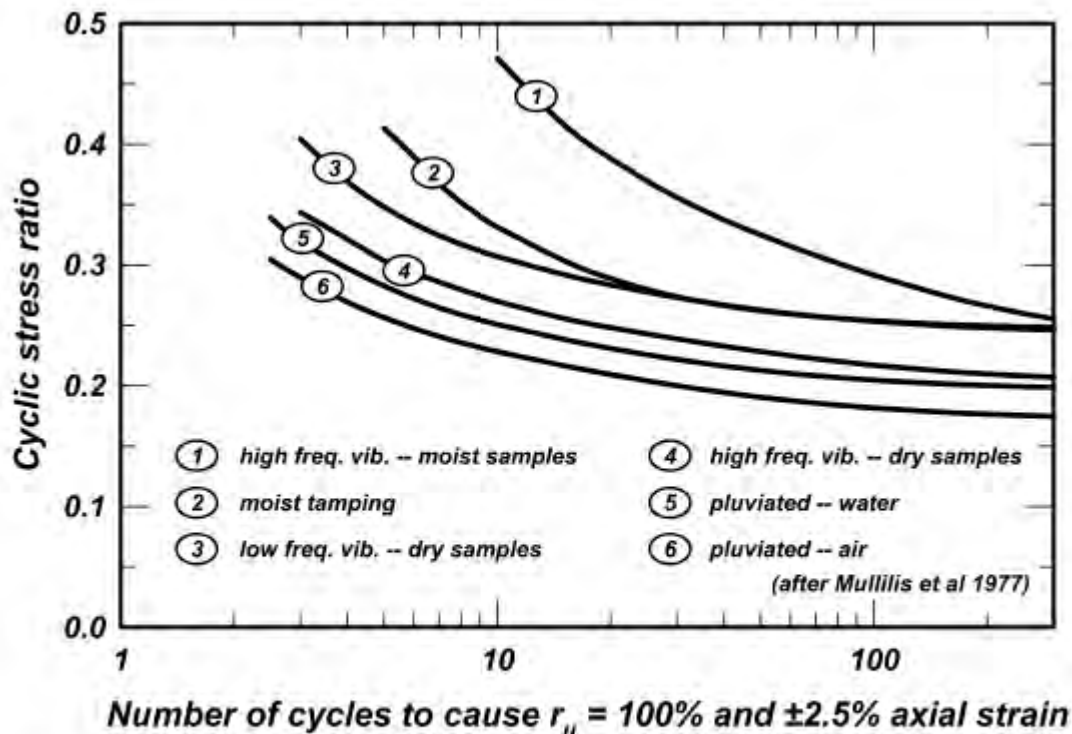


Figure 26. Results of cyclic triaxial tests, showing the influence of the sample preparation method on the CRR of Monterey No. 0 sand at $D_R = 50\%$ (after Mullilis et al. 1977, with permission from ASCE). (Idriss-Boulanger, 2008)

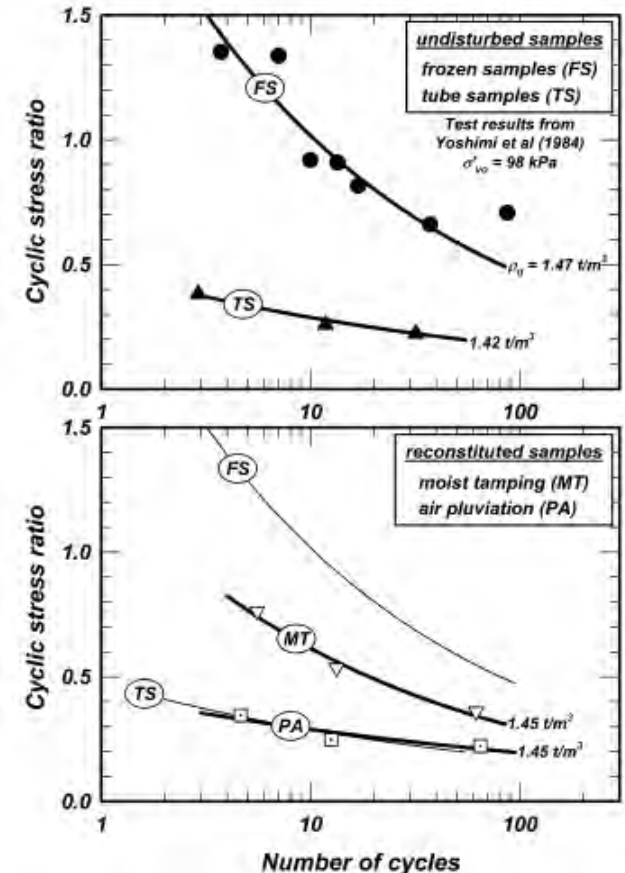


Figure 40. CSRs required to cause 5% double-amplitude axial strain of in-situ frozen samples (FS), conventional "undisturbed" tube samples (TS), samples reconstituted by air pluviation (PA), and samples reconstituted by moist tamping (MT) (after Yoshimi et al. 1984).

Un caso tipo di studio sulla costa romagnola

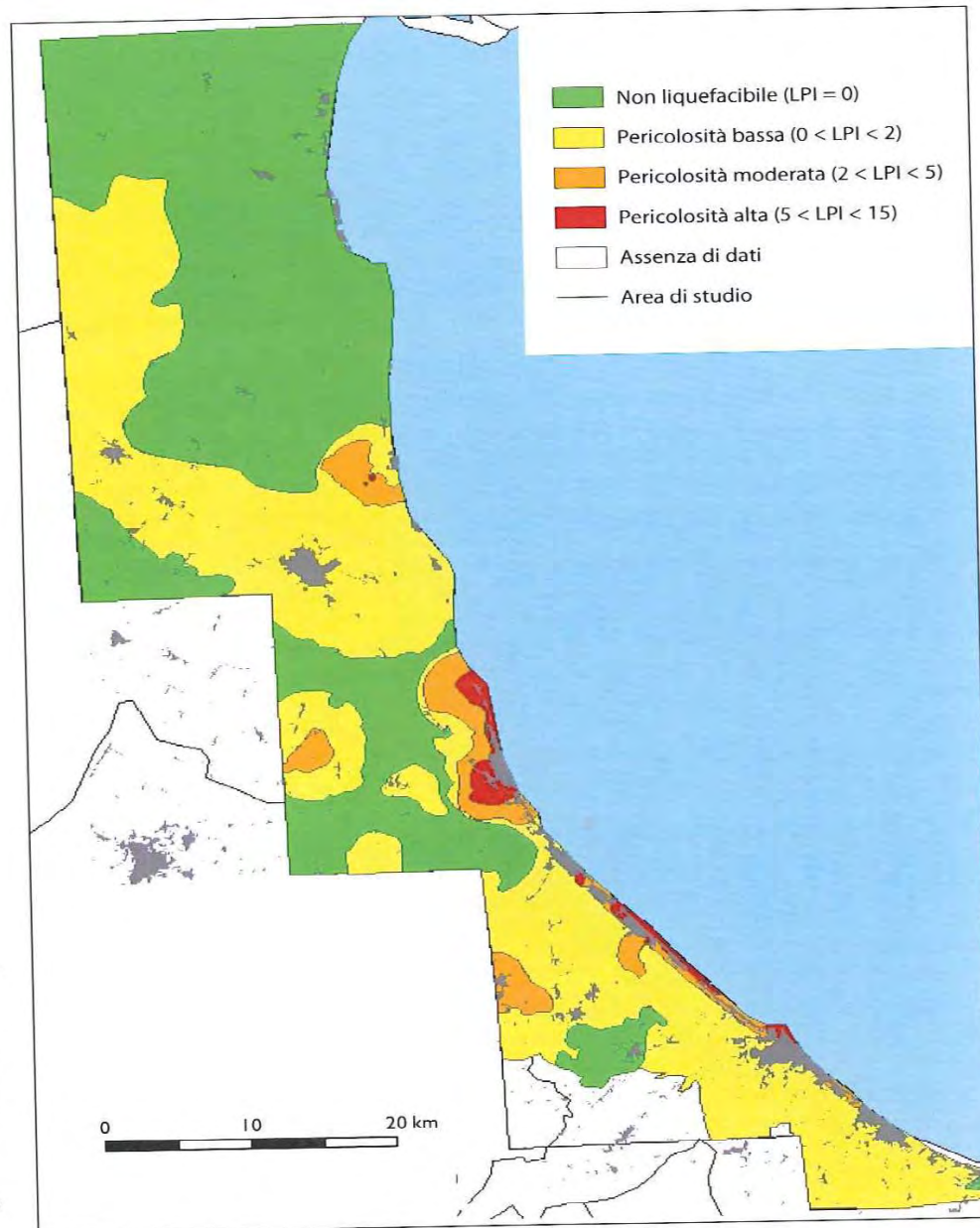
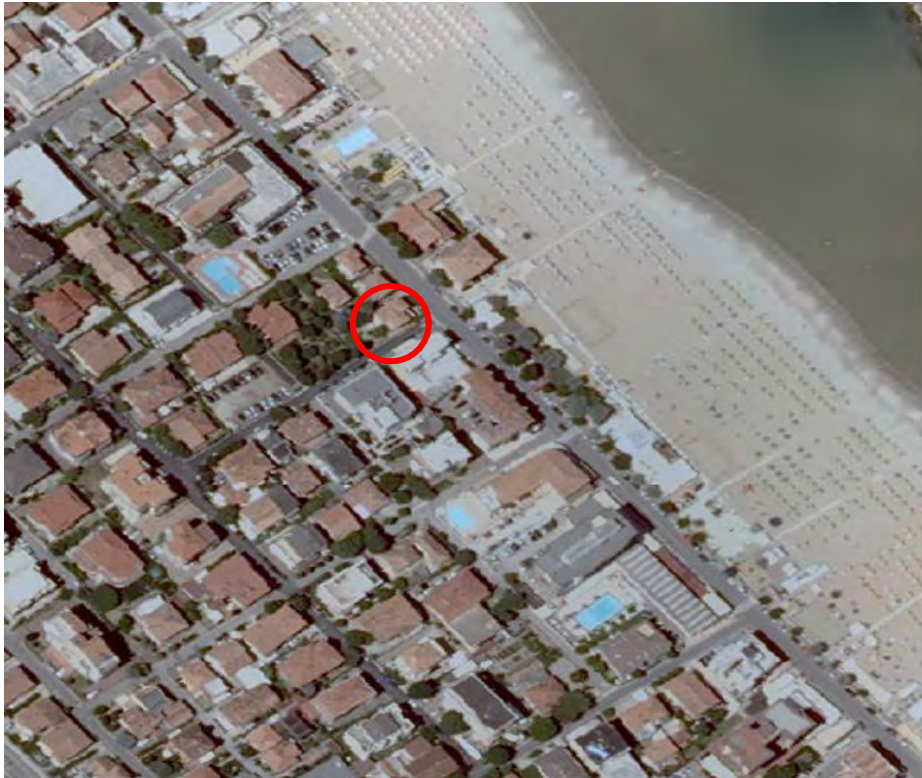


Figura 5.13 – Mappa delle aree a differente pericolosità di liquefazione integrata sulla base della litologia e sovrapposta ai centri urbani.

Map of areas characterized by different hazard of liquefaction considering the lithology and compared with the urban areas.

Un caso a me particolarmente caro su di un sito potenzialmente liquefacibile = casa mia



È una classica vecchia casa, con fondazioni superficiali (quando ci sono) e murature scollegate, su depositi sabbiosi sciolti e alternanze recenti prossimi alla linea di costa, con falda perennemente alta, prossima a zone sismogenetiche conosciute e.....vi sono anche dirette testimonianze storiche, anche se «non ufficiali», circa evidenti fenomeni di liquefazione nel 1916 proprio sul tratto di spiaggia antistante!!!!

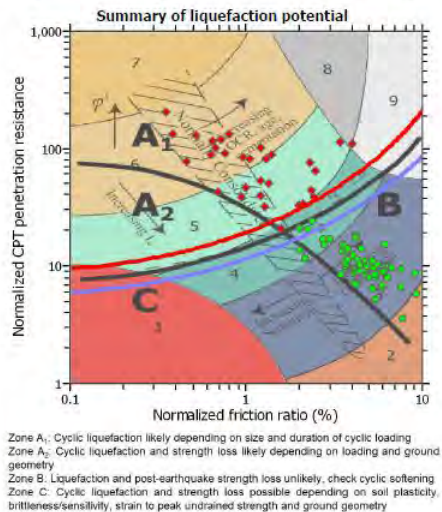
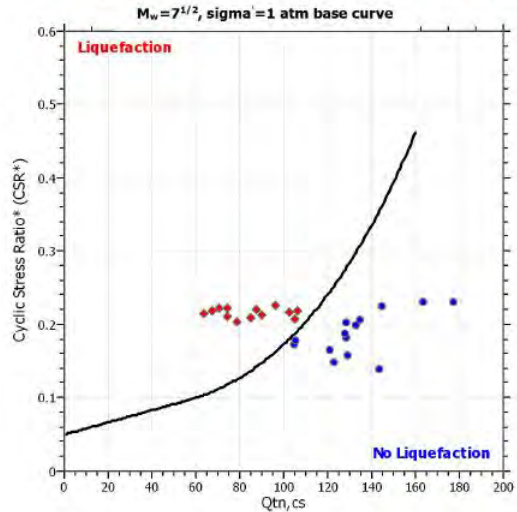
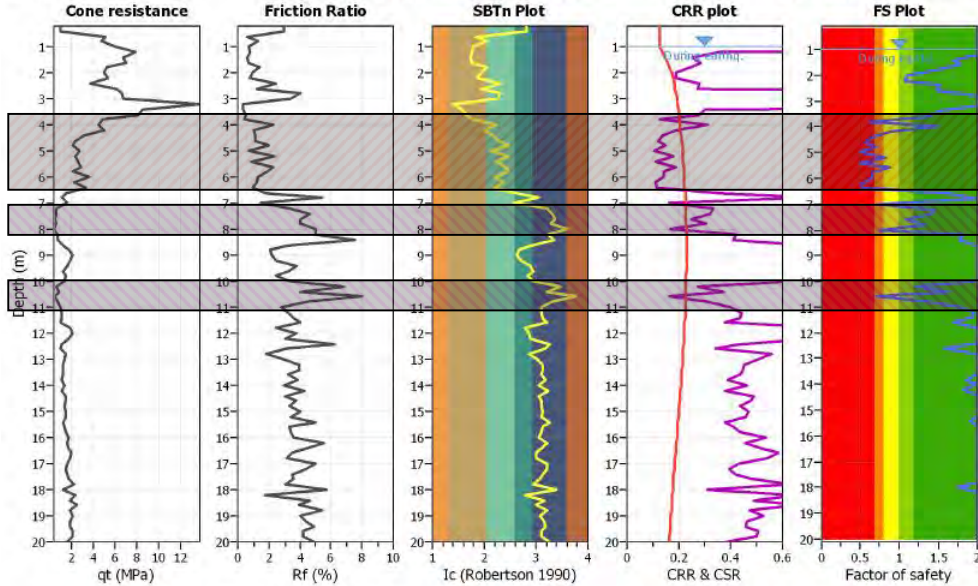


LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title :
CPT file : S1

Input parameters and analysis data

| | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|---------------------------|--------------|-------------------------|-----|-----------------------------|--------------|
| Analysis method: | Robertson (2009) | G.W.T. (in-situ): | 1.00 m | Use fill: | No | Clay like behavior applied: | All soils |
| Fines correction method: | Robertson (2009) | G.W.T. (earthq.): | 1.00 m | Fill height: | N/A | Limit depth applied: | Yes |
| Points to test: | Based on Ic value | Average results interval: | 1 | Fill weight: | N/A | Limit depth: | 20,00 m |
| Earthquake magnitude M_w : | 6.14 | Ic cut-off value: | 2.60 | Trans. detect. applied: | No | Limit depth: | 20,00 m |
| Peak ground acceleration: | 0.27 | Unit weight calculation: | Based on SBT | K_p applied: | No | MSF method: | Method based |



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

Ambiente
deposizionale
costiero

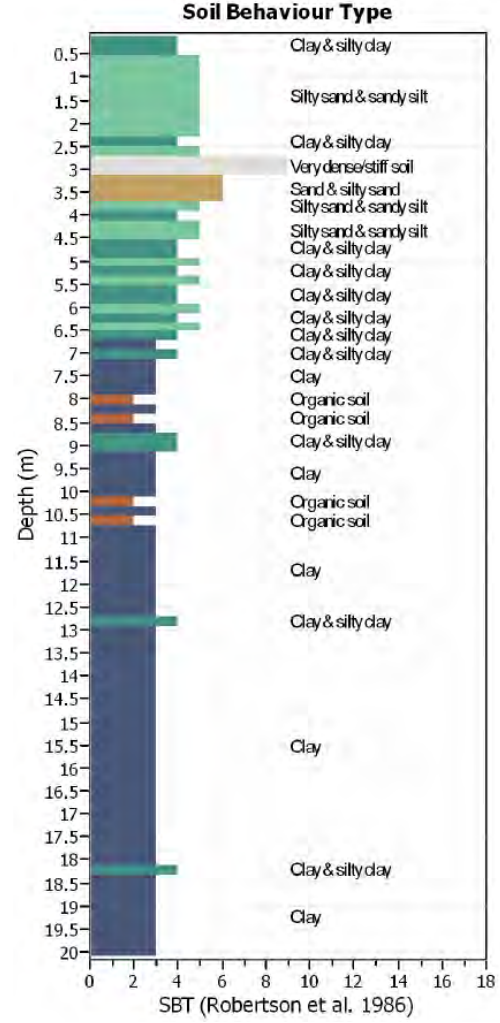
Sabbie e sabbie
fini

Retrospiaggia +
transizione
alluvionale

Alternanze
sabbioso-limose e
limi/arg. alla base

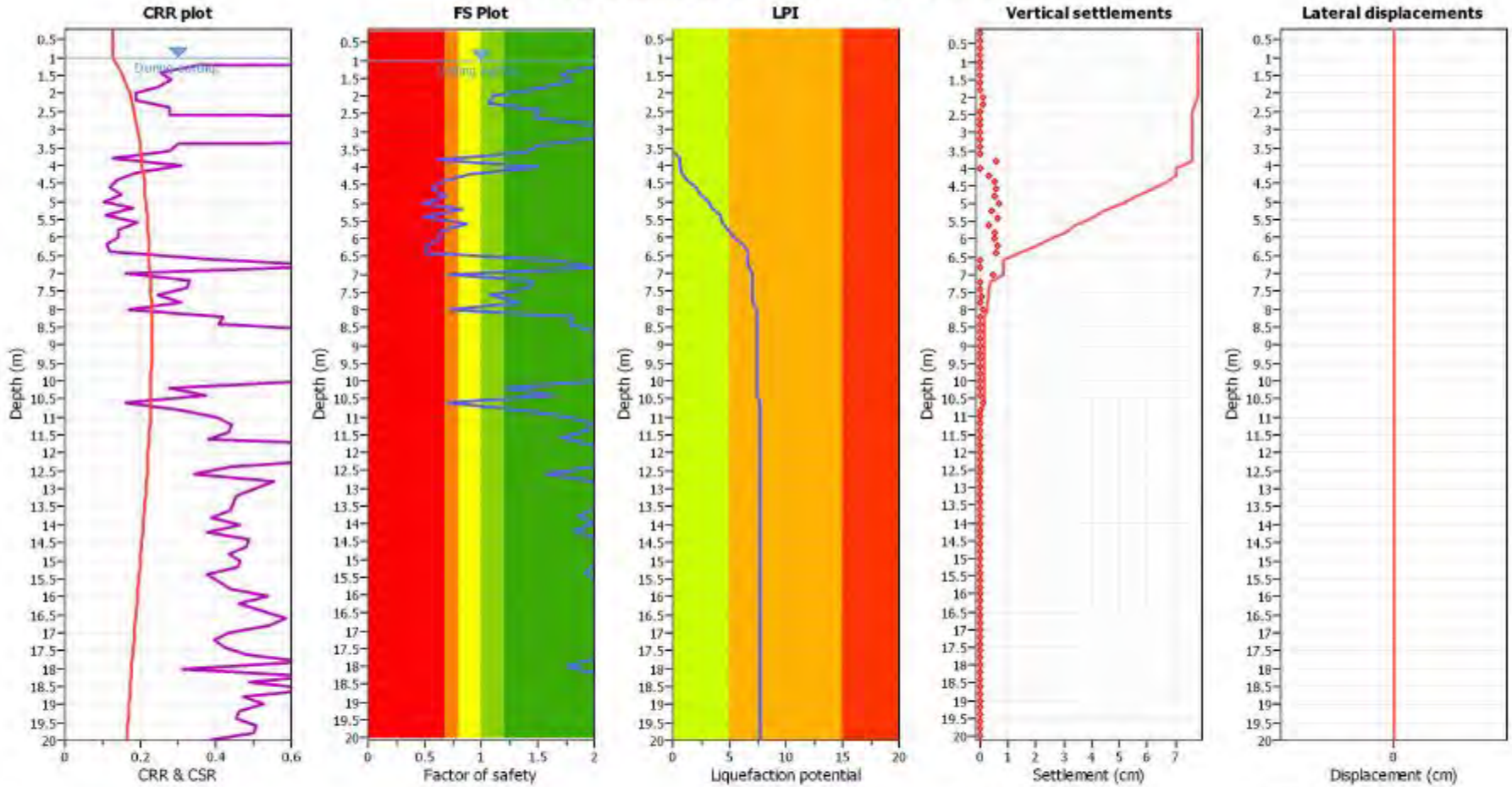
Ambiente
deposizionale
alluvionale

Limi e arg. NC



- SBT legend**
- | | | |
|---------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

| | | | | | |
|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|--------------|-----------------------------|-----------|
| Analysis method: | Robertson (2009) | Depth to water table (erthq.): | 1.00 m | Fill weight: | N/A |
| Fines correction method: | Robertson (2009) | Average results interval: | 1 | Transition detect. applied: | No |
| Points to test: | Based on Ic value | Ic cut-off value: | 2.60 | K_{σ} applied: | No |
| Earthquake magnitude M_w : | 6.14 | Unit weight calculation: | Based on SBT | Clay like behavior applied: | All soils |
| Peak ground acceleration: | 0.27 | Use fill: | No | Limit depth applied: | Yes |
| Depth to water table (insitu): | 1.00 m | Fill height: | N/A | Limit depth: | 20.00 m |

F.S. color scheme

- Almost certain it will liquefy
- Very likely to liquefy
- Liquefaction and no liq. are equally likely
- Unlike to liquefy
- Almost certain it will not liquefy

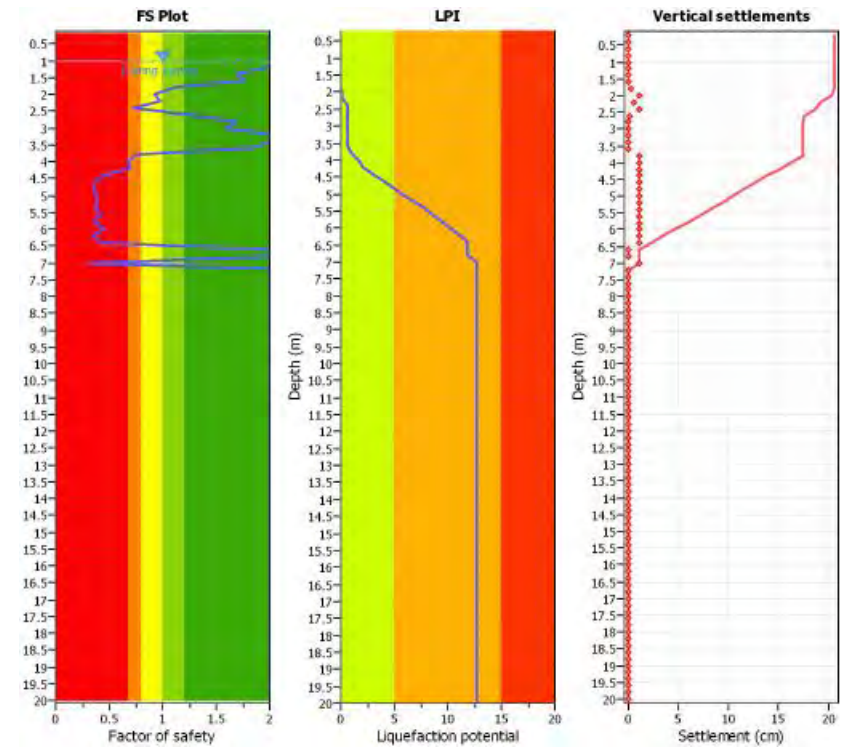
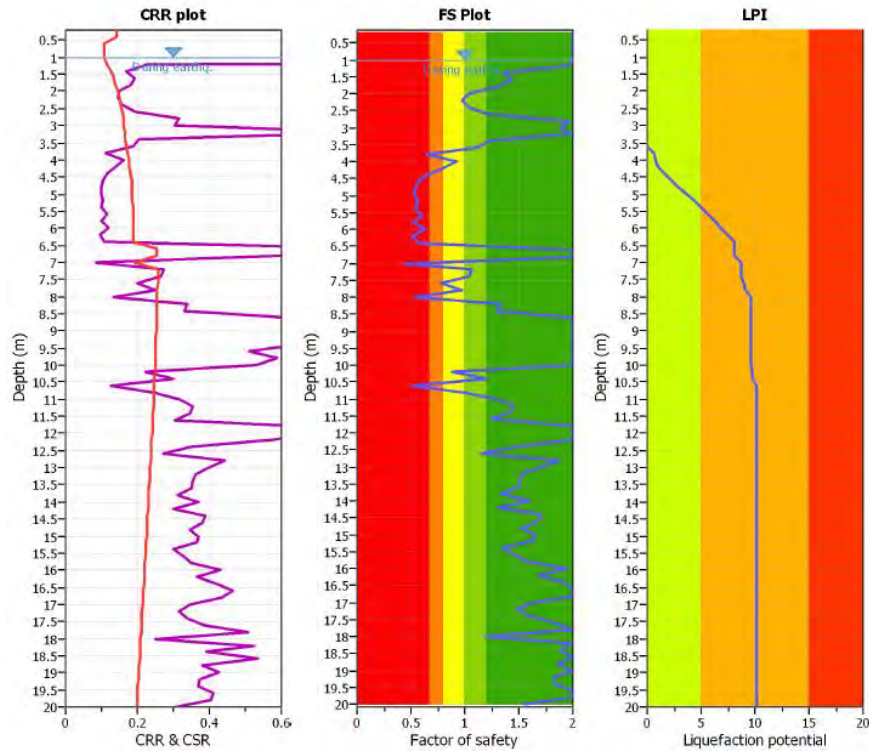
LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk

Metodi diversi = risultati a volte sensibilmente differenti!!

IDRISS BOULANGER, 2008 – FS=1

MOSS, 2006 – FS=1



F.S. color scheme

- Almost certain it will liquefy
- Very likely to liquefy
- Liquefaction and no liquefaction are equally likely
- Unlike to liquefy
- Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk

Quindi questi terreni sono S2?

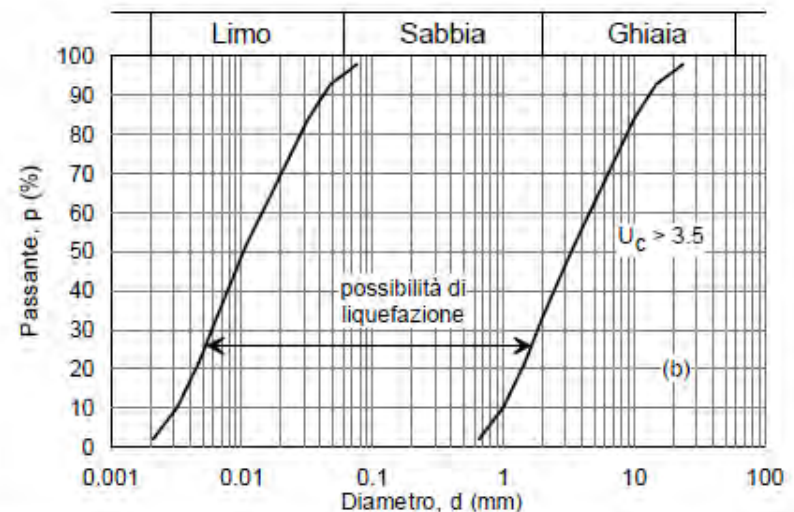
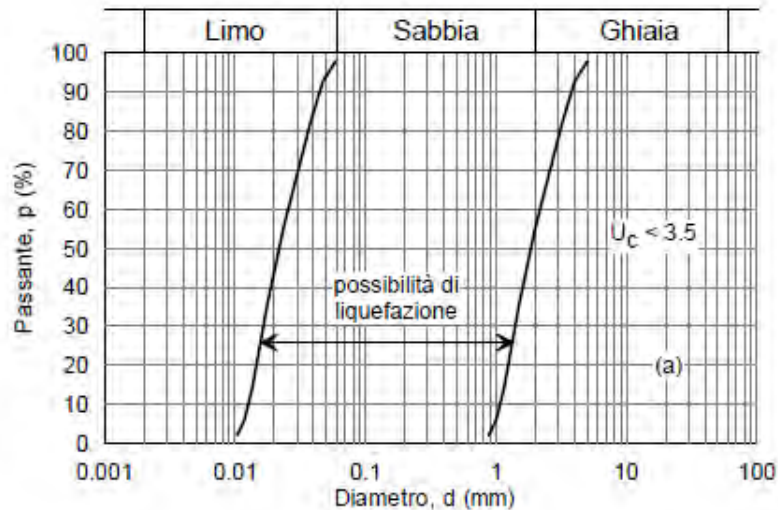
Vediamo cosa dice il DM2008:

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate (Tab. 3.2.III), è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Par. 7.11.3.4.2

| Categoria | Descrizione |
|-----------|---|
| S1 | Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche. |
| S2 | Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti. |



$U_c = D_{60}/D_{10}$ coeff di unif. granulometrica

Figura 7.11.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.*

UNA REGOLA NETTA NON E' CHIARAMENTE CODIFICATA MA

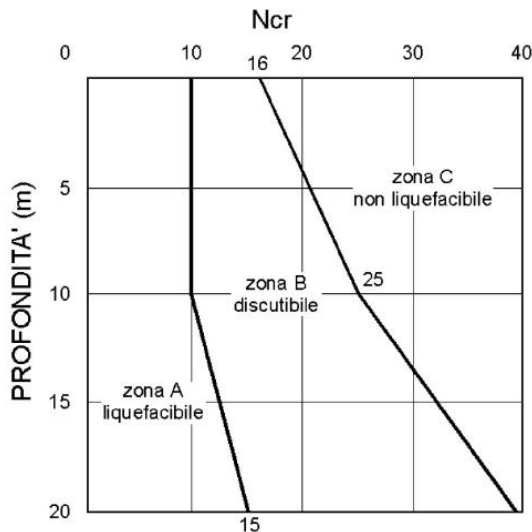
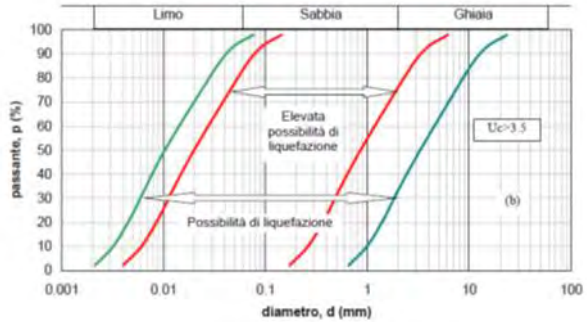
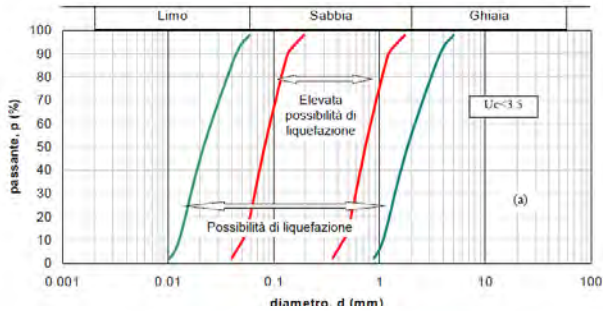
- Un terreno suscettibile di liquefazione può essere considerato qualsiasi deposito sabbioso-limoso saturo, caratterizzato da una certo spessore e continuità areale, definibile a media-alta suscettibilità secondo il metodo qualitativo di **Youd e Perkins, 1978**

| Tipo di deposito | Distribuzione generale del materiale incoerente nel deposito | Suscettibilità alla liquefazione del materiale incoerente, se saturo, in base all'età | | | |
|--------------------------------|--|---|----------|-------------|-----------------|
| | | <500 anni | Olocene | Pleistocene | Pre-Pleistocene |
| DEPOSITI CONTINENTALI | | | | | |
| Canali fluviali | Localmente variabile | Molto alta | Alta | Bassa | Molto bassa |
| Pianure di esondazione | Localmente variabile | Alta | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| Pianure e conoidi alluvionali | Diffusa | Moderata | Bassa | Bassa | Molto bassa |
| Spianate e terrazzi marini | Diffusa | --- | Bassa | Molto bassa | Molto bassa |
| Deltaici | Diffusa | Alta | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| Lacustri | Variabile | Alta | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| Colluvioni | Variabile | Alta | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| Scarpate | Diffusa | Bassa | Bassa | Molto bassa | Molto bassa |
| Dune | Diffusa | Alta | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| Loess | Variabile | Alta | Alta | Alta | Molto bassa |
| Glaciali | Variabile | Bassa | Bassa | Molto bassa | Molto bassa |
| Tuff | Rara | Bassa | Bassa | Molto bassa | Molto bassa |
| Tephra | Diffusa | Alta | Alta | ? | ? |
| Terreni residuali | Rara | Bassa | Bassa | Molto bassa | Molto bassa |
| Sebkha | Localmente variabile | Alta | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| ZONE COSTIERE | | | | | |
| Deltaici | Diffusa | Molto alta | Alta | Bassa | Molto bassa |
| Di estuario | Localmente variabile | Alta | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| Di spiaggia con: | | | | | |
| - elevata energia delle onde | Diffusa | Moderata | Bassa | Molto Bassa | Molto bassa |
| - bassa energia delle onde | Diffusa | Alta | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| Lagunari | Localmente variabile | Alta | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| Litorali | Localmente variabile | Alta | Moderata | Bassa | Molto bassa |
| RIEMPIMENTI ARTIFICIALI | | | | | |
| Non compattati | Variabile | Molto alta | --- | --- | --- |
| Compattati | Variabile | assa | --- | --- | --- |

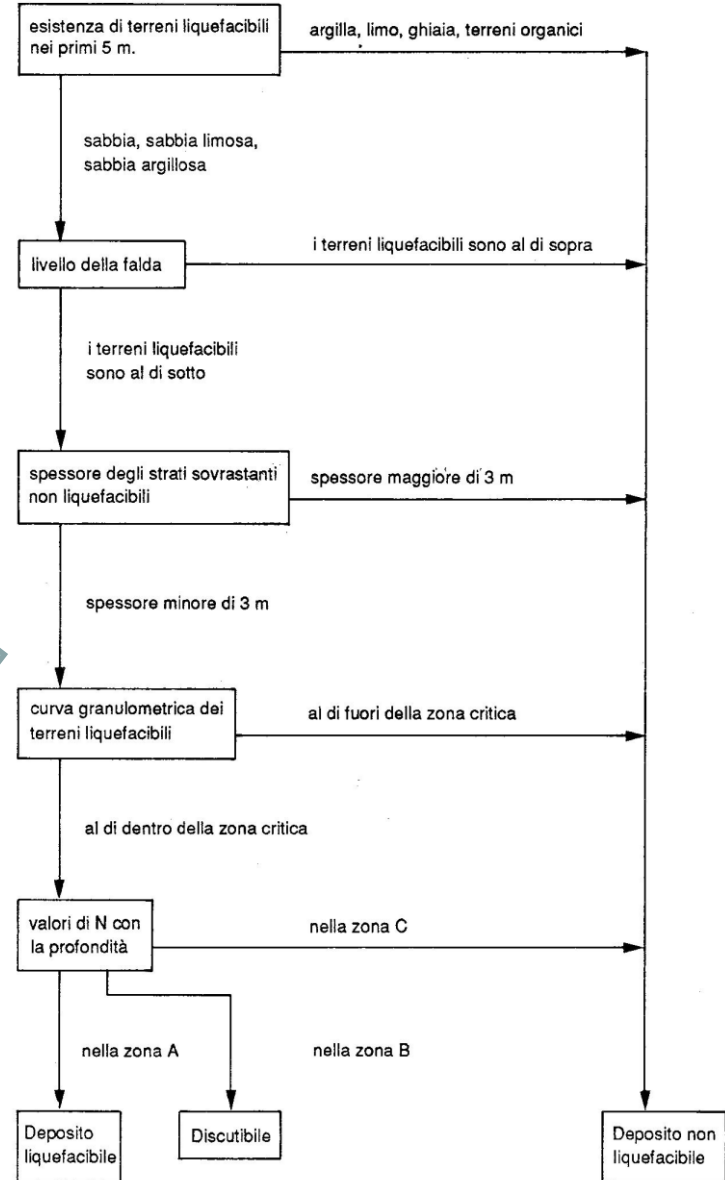
tratto da «Il Manuale internazionale TC4 per la zonazione dei rischi geotecnici: un esempio di applicazione al contesto italiano» di Claudia Madiati

.....oppure tramite la procedura semplificata di **Sherif-Ishibashi, 1978**:

Si ammettono fenomeni di liquefazione nelle seguenti situazioni:



tratto da «La liquefazione del terreno in condizioni sismiche», Crespellani et Al., 1988



Verificate le 5 condizioni di esclusione di cui al DM2008 (profondità falda, $ag < 0.1g$, ecc.), le valutazioni precedenti (METODI SEMPLIFICATI speditivi) sarebbero già coerenti per la definizione di S2.....a mio personale parere, da un punto di vista prestazionale, in analogia a quanto previsto per S1 (in funzione degli spessori) ed al concetto di IPL (metodi SPT, CPT, DMT e VS):

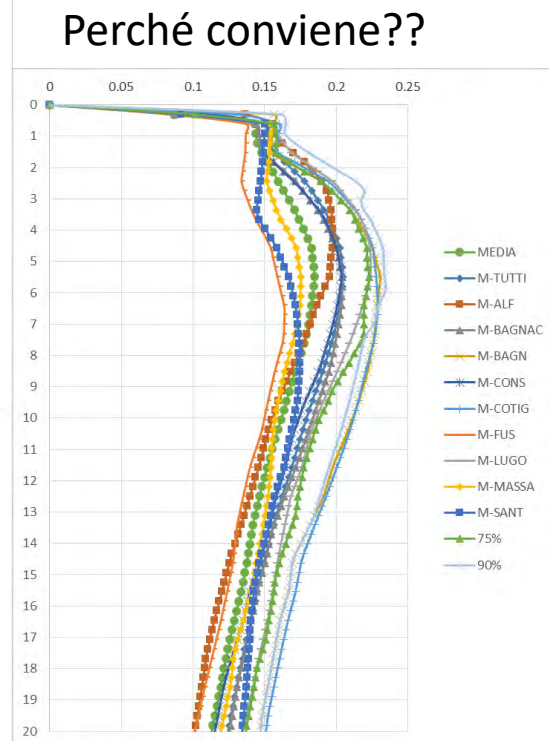
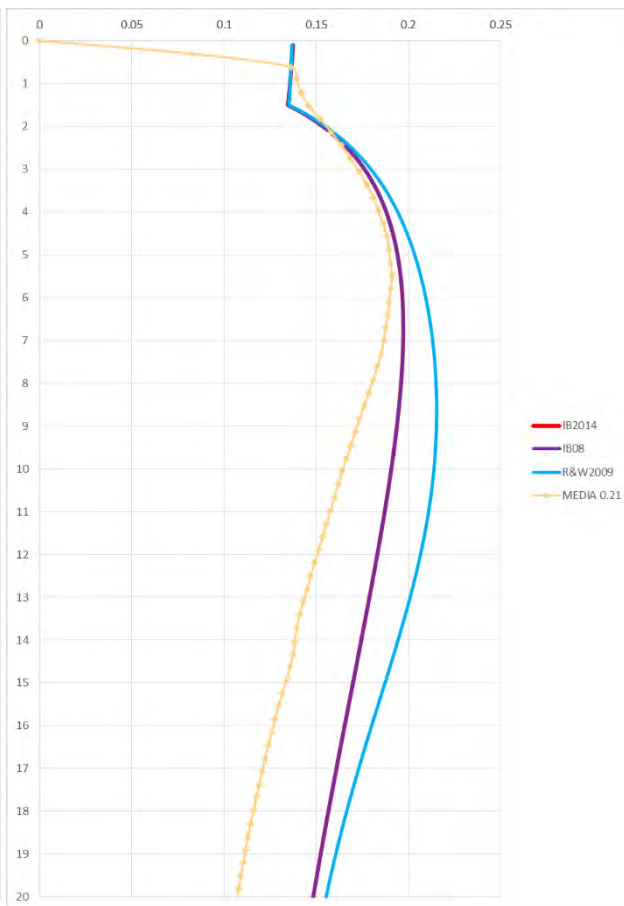
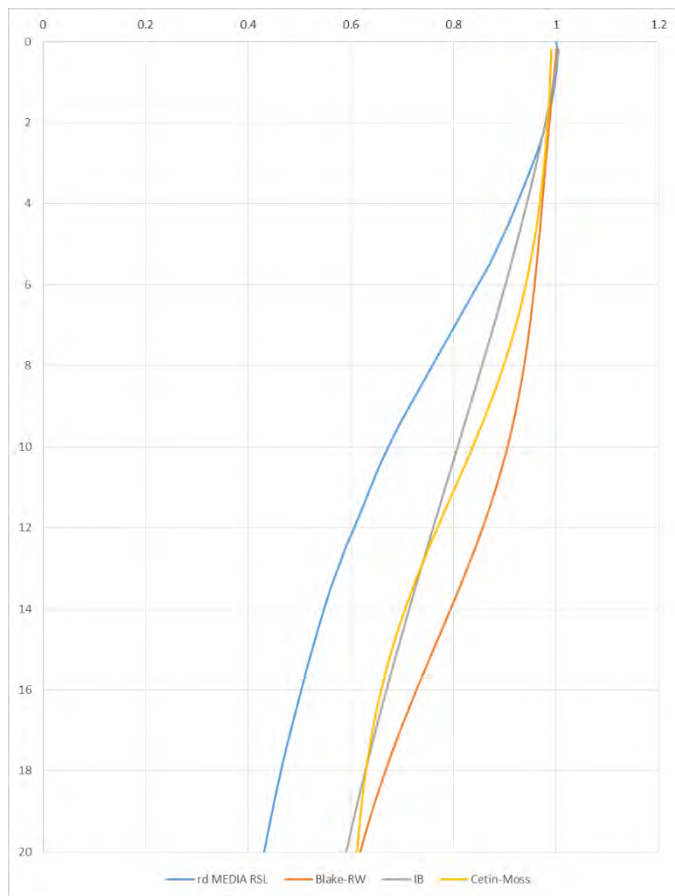
- Se la distribuzione granulometrica ricade in maniera significativa entro le zone di ELEVATA POSSIBILITÀ DI LIQUEFAZIONE/POSSIBILITÀ DI LIQUEFAZIONE ed il potenziale di liquefazione (calcolato in prima approssimazione con le azioni sismiche da metodi semplificati) risulta $IPL > 5$, è senz'altro necessario fare un'analisi di RSL e, di seguito, effettuare nuovamente le verifiche a liquefazione con i parametri adeguati
- Per classi di uso/rischio superiori a quelle ordinarie sarebbe «sempre» fortemente raccomandato e, in ogni caso, per $IPL > 2$

(INGEGNERIA SISMICA n.2/2011_ Colombi et Al. 2011)

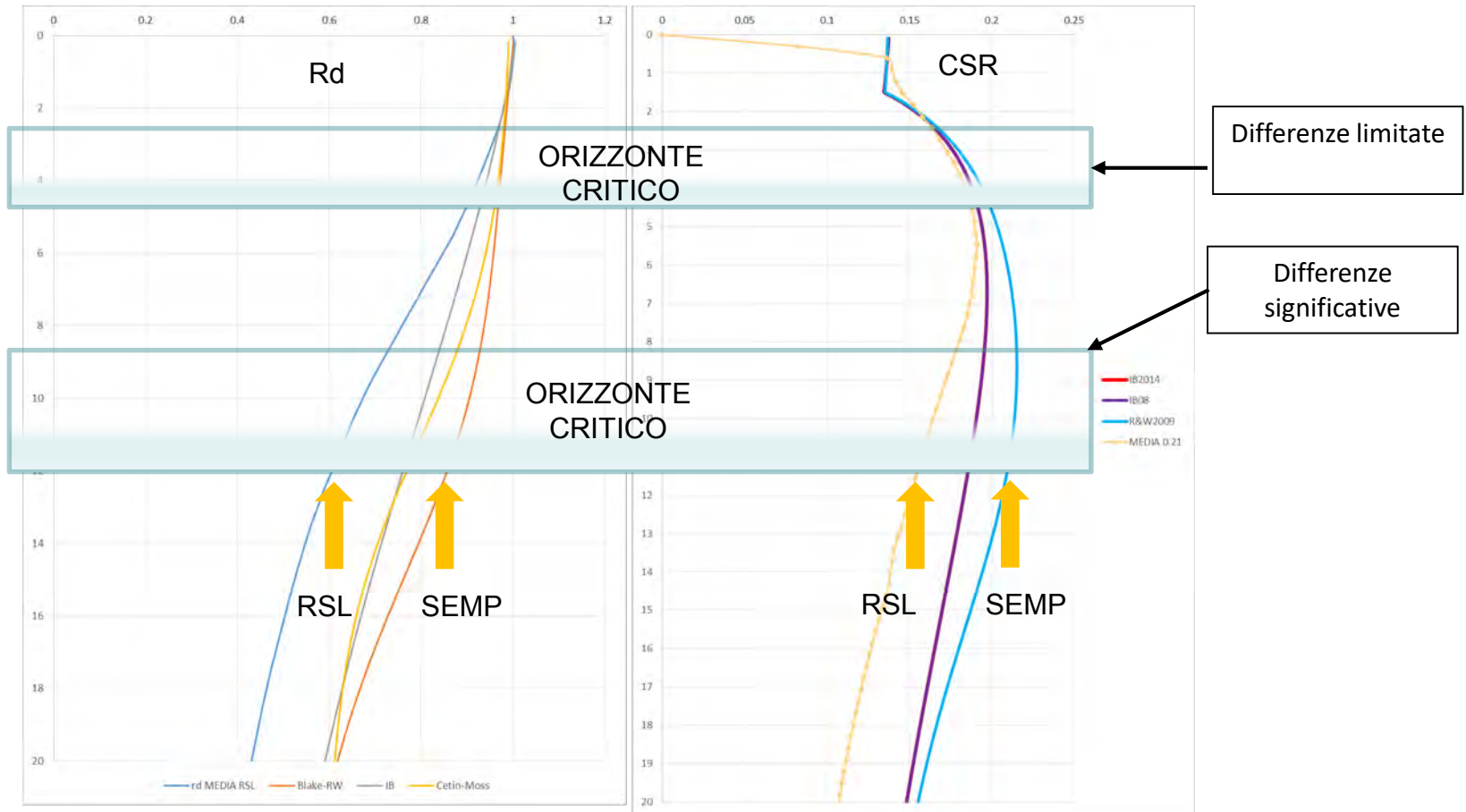
...se nelle formule «semplificate» per la stima di CSR vogliamo utilizzare speditivamente «Amax», dobbiamo applicarlo obbligatoriamente al piano campagna perché il comportamento non lineare con la profondità viene determinato da «Rd» (semplificato)

$$CSR_{7.5} = 0.65 \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \cdot \frac{r_d}{MSF}$$

...diversamente è meglio utilizzare direttamente il profilo di CSR da RSL, che tiene in conto del reale assetto stratigrafico e di rigidità sismica dei terreni (profilo di VS – curve di degradazione):

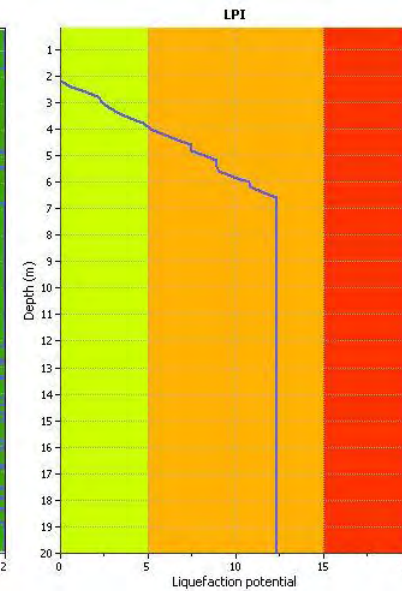
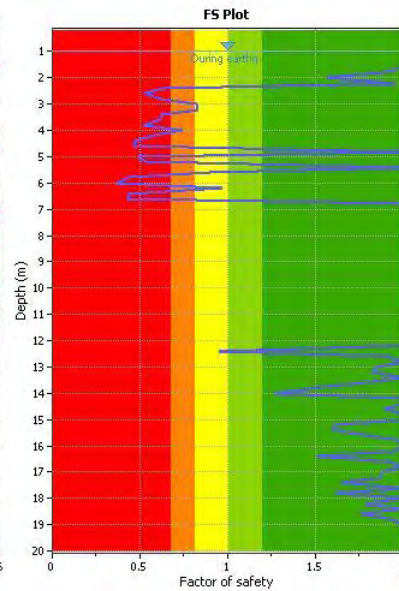
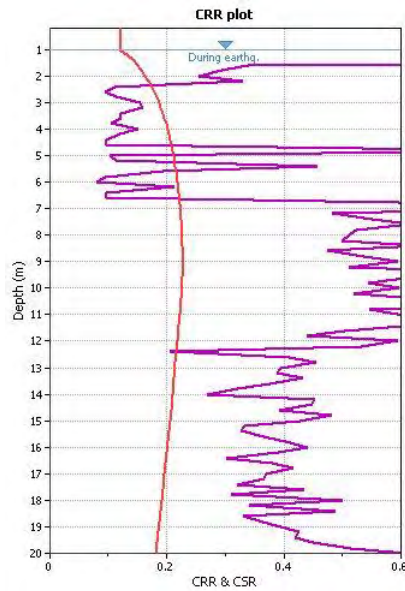


Possiamo determinare puntualmente qual è l'azione sismica attesa ad una determinata profondità...spesso (non sempre) con sensibili differenze rispetto ai modelli semplificati



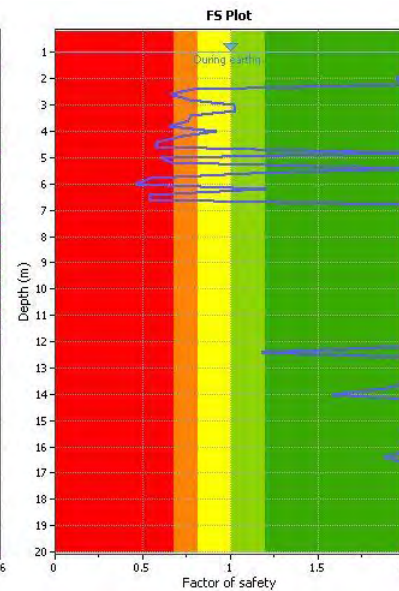
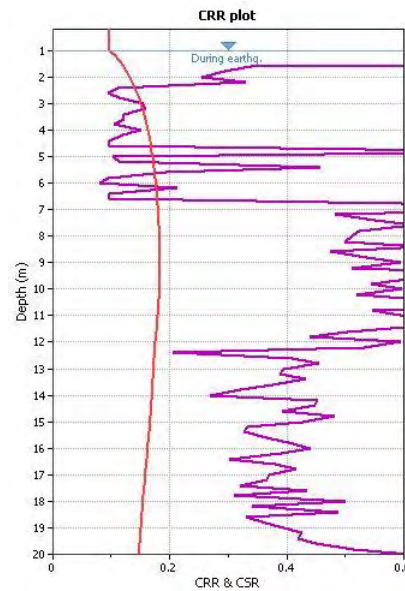
...e in ogni caso possiamo avere elementi di valutazione adeguati per le verifiche di laboratorio ciclico (TRX) da cui estrapolare relazioni specifiche CSR-Ncicli

Caso frequente sulla costa riminese con suolo tipo D (DM2008)=>



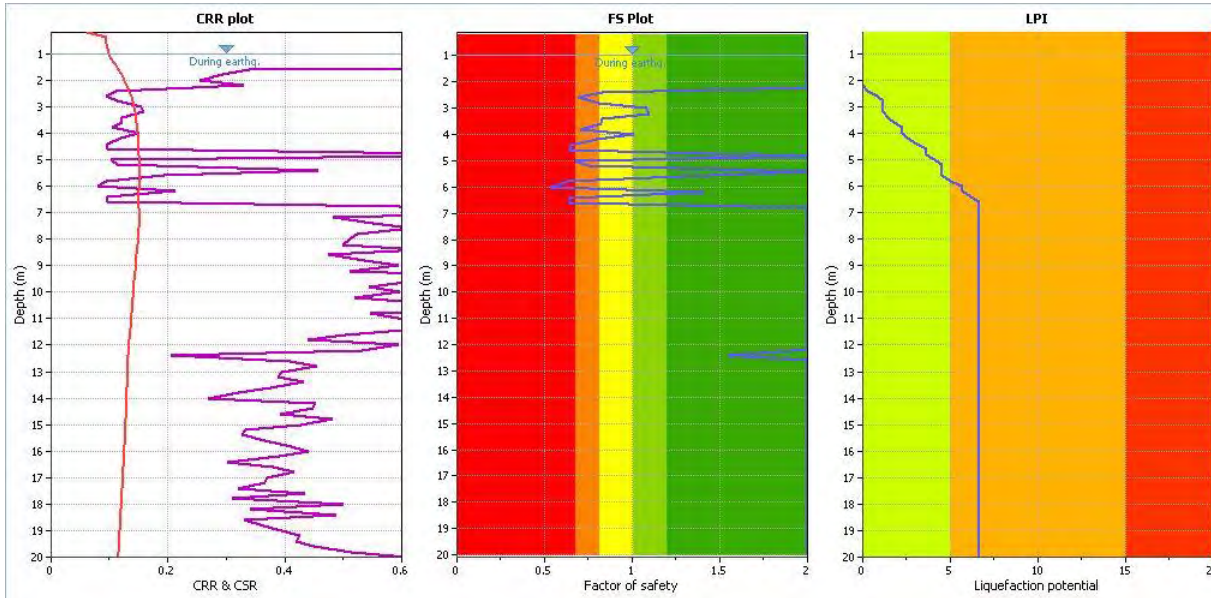
IPL=12.35

Agmax (da RSL)=0.25



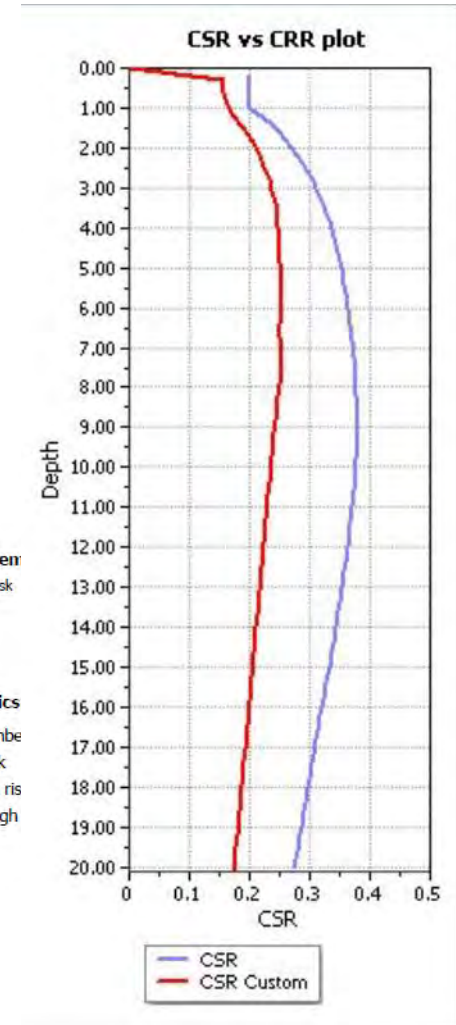
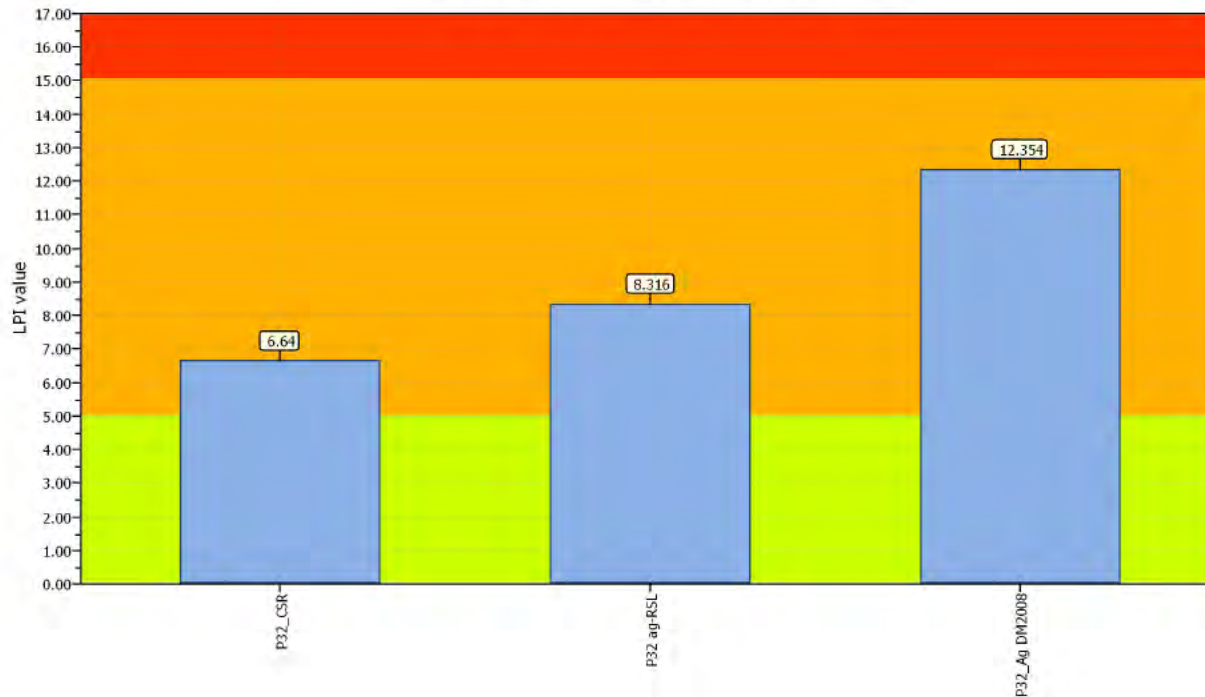
IPL=8.31

Profilo CSR Custom



IPL=6.64

Overall Liquefaction Potential Index report



.... dall'output della RSL ricaviamo anche i valori di **Intensità di Arias** che riflette le caratteristiche di ampiezza, contenuto in frequenza e durata del segnale

$$I_h = I_{xx} + I_{yy} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a_x^2(t) dt + \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a_y^2(t) dt$$

METODO BASATO SULL'ENERGIA DEL SISMA (m/s)

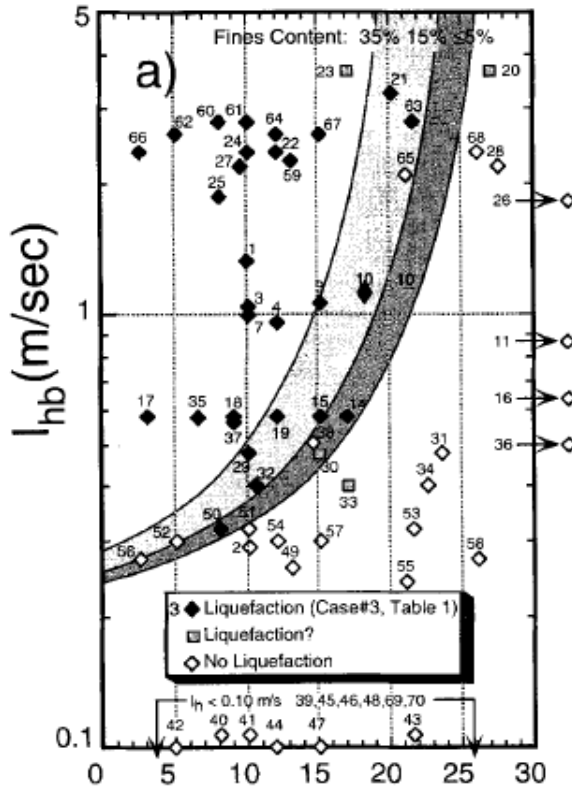
alla stregua del CSR, possiamo entrare nella formula semplificata di Kayen-Mitchell (1997/98) con il valore di IA calcolato al piano campagna, oppure inserendo direttamente il profilo di IA con la profondità.

E' possibile stimare IA anche con altri metodi semplificati basati sulle caratteristiche sismogenetiche dell'area (distanza, magnitudo, ecc.)

La resistenza del terreno, come altri metodi semplificati, viene stimata attraverso N160 (da SPT) o Qc1N (da CPTe-CPTu) corrette per il «FC».

Con tale metodo per FS=1.3 PL=14%
(trattazione probabilistica U.S. Nuclear Regulatory Commission – Hynes 1999)

UN ESTIMATORE DIRETTO DELL'ENERGIA DEL SISMA, EVITA L'UTILIZZO DEL MSF (e relative incertezze).

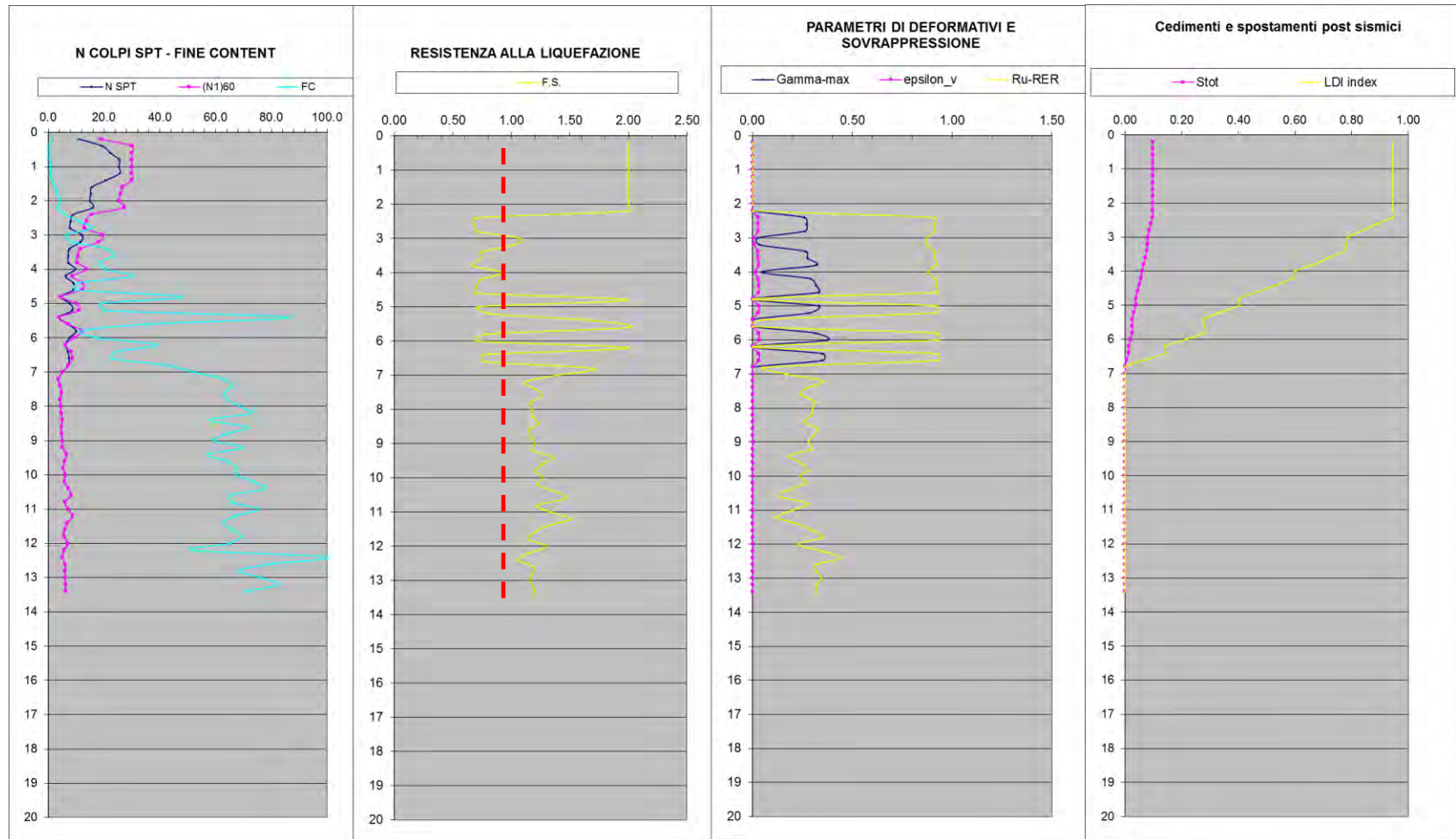


$$FS = \frac{I_{hb,l}}{I_{hb,eq}} (N_1)_{60}$$

$$I_{hb,eq} = I_h \cdot r_b$$

$$r_b = \exp\left(\frac{35}{M_w^2} \cdot \sin(-0.09 \cdot z)\right) \quad \Delta N = \begin{cases} 0 & \text{for } FC \leq 15\% \\ (FC - 5) \cdot \frac{7}{30} & \text{for } 5\% < FC < 35\% \text{ ; where } FC \text{ is in } \% \\ 7 & \text{for } FC \geq 35\% \end{cases}$$

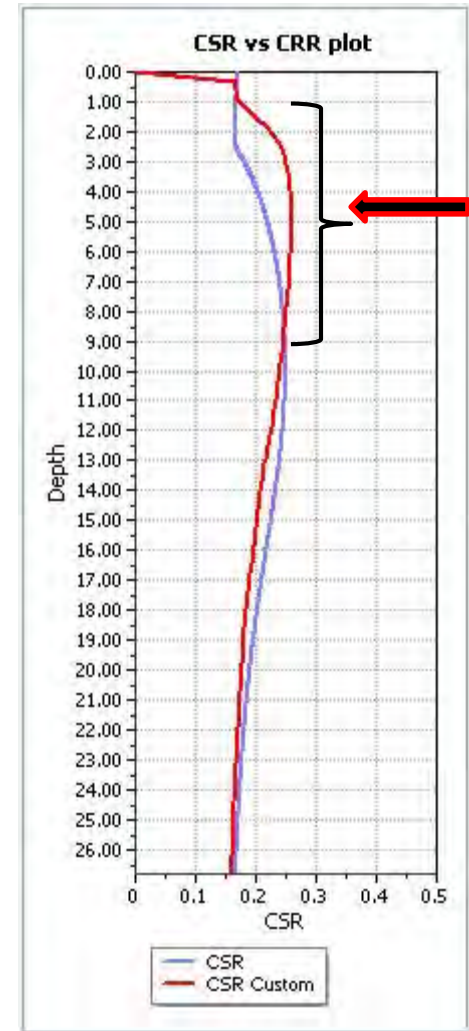
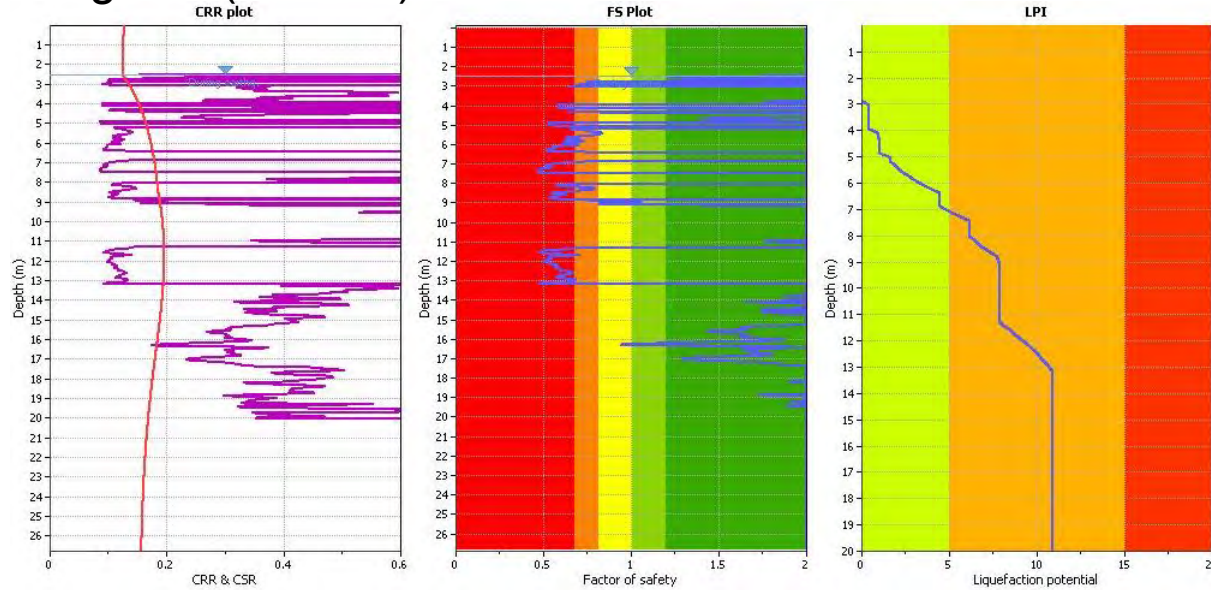
... la stessa analisi a liquefazione condotta utilizzando l'Intensità di Arias conduce a soluzioni coerenti con i valori ottenuti da RSL in termini di A_g o CSR



IPL=6.61

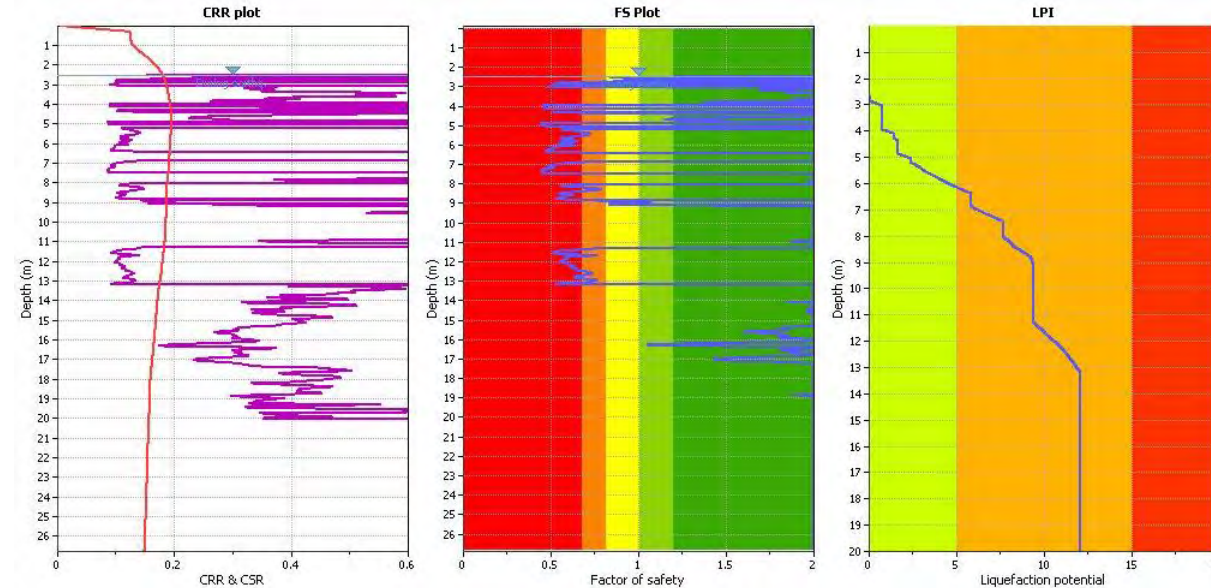
Agmax (DM2008)=0.29
 Agmax (da RSL)=0.26

....un altro caso tipo



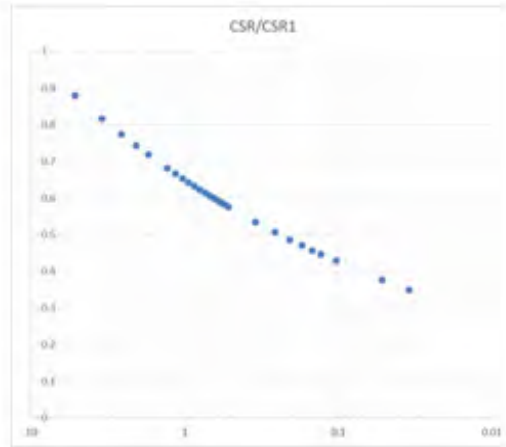
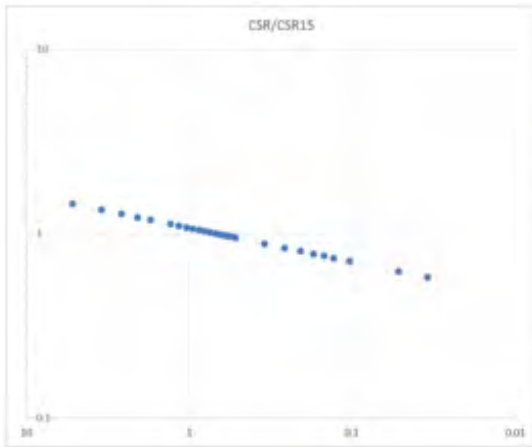
Zona con maggior contenuto sabbioso

Profilo CSR Custom



.....in ogni caso è bene saperlo per una progettazione sicura!!

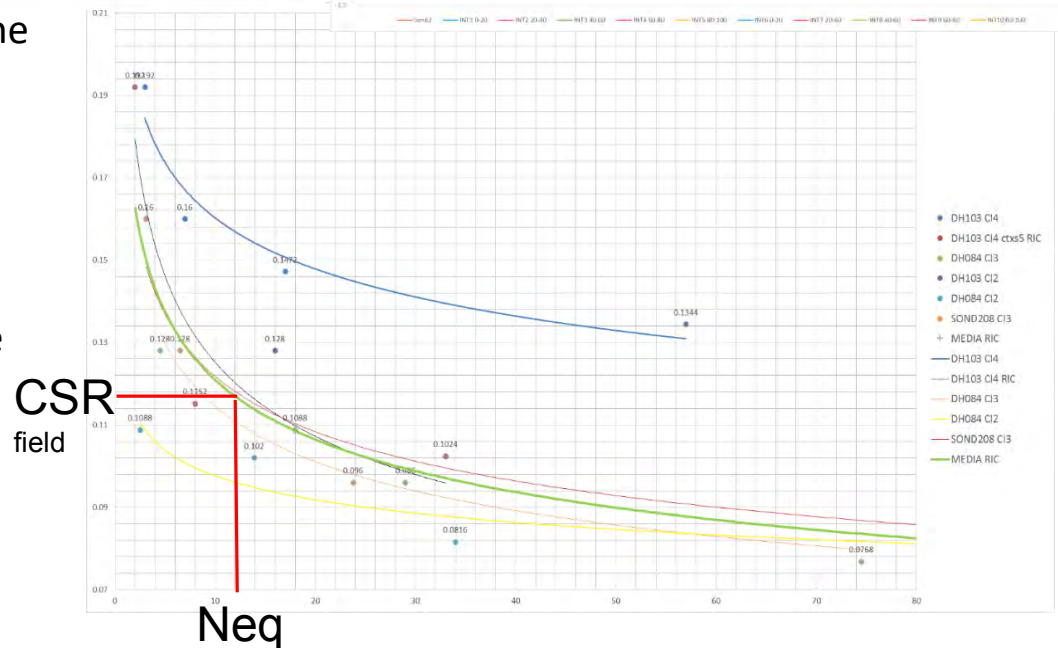
...inoltre, da test di TRXcic o Taglio cic e attraverso gli accelerogrammi di output.....



..... attraverso procedure di normalizzazione rispetto a τ_{max} e $CSR_N=15$, si ottengono fattori di conversione da cui ottenere Neq

.....si può mettere in relazione Neq con CSR_{field} determinato alla quota di interesse

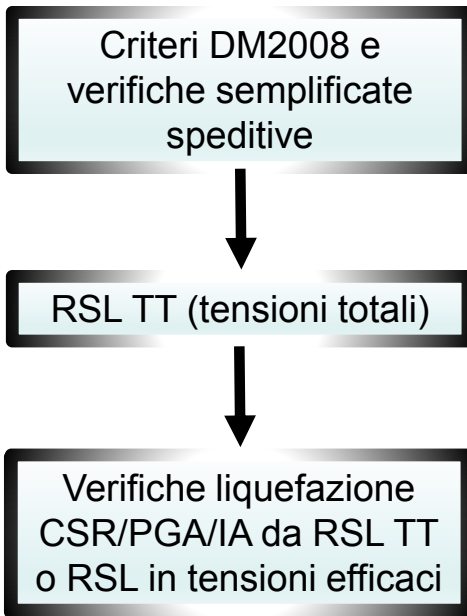
Aiuta a **«scegliere» il metodo + MSF + FS adeguati** per i terreni e le caratteristiche di pericolosità sismica dell'area



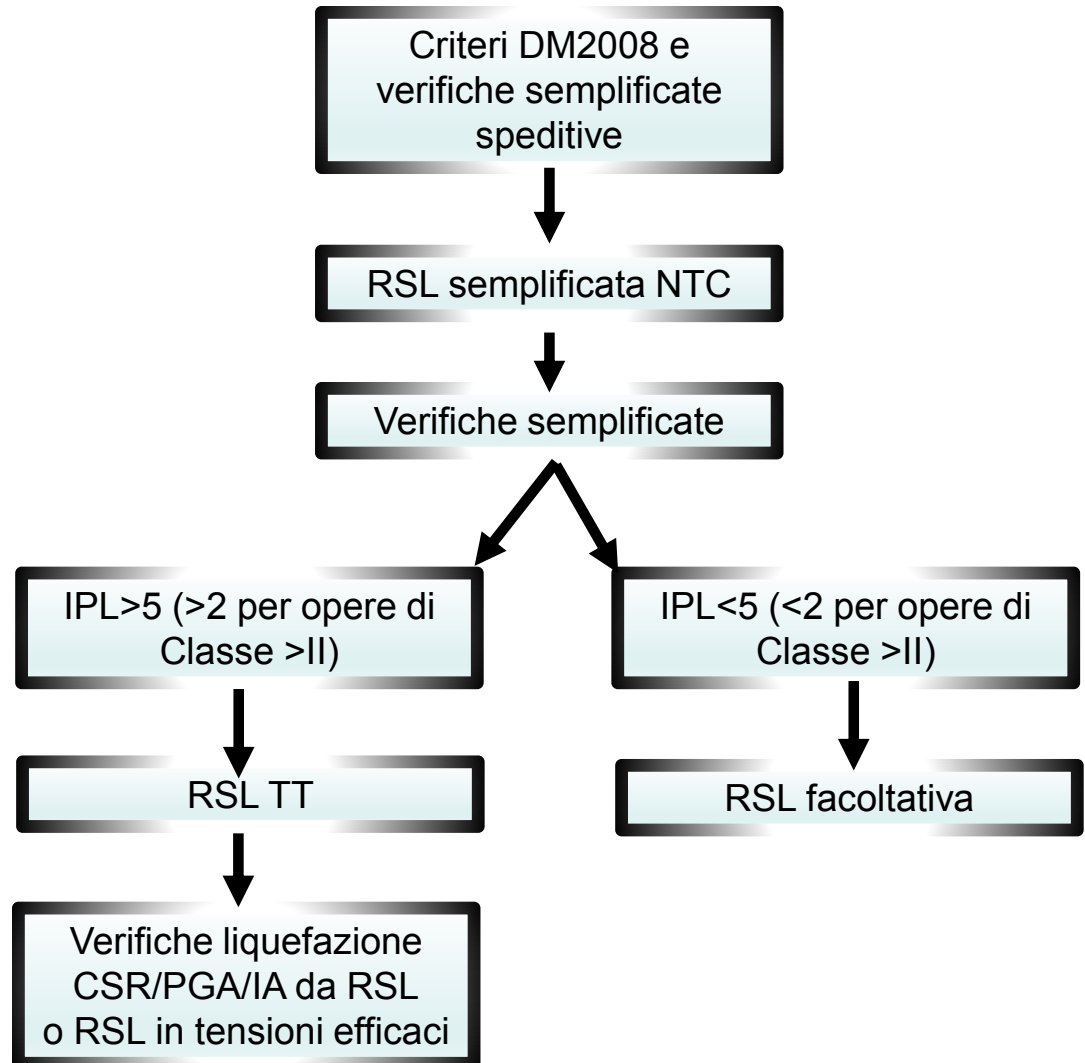
...diversamente, per la stima del potenziale di liquefazione e delle sovrappressioni indotte, si dovrebbero utilizzare metodi «non lineari» in tensioni efficaci.....ma questa è tutta un'altra storia!

In conclusione come possiamo comportarci ?:

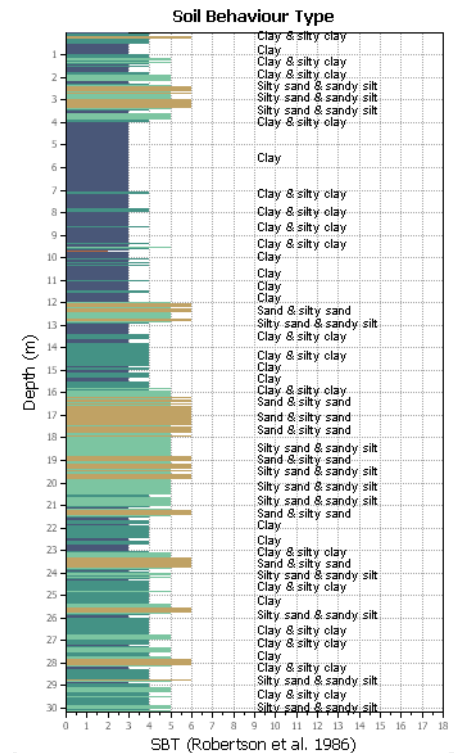
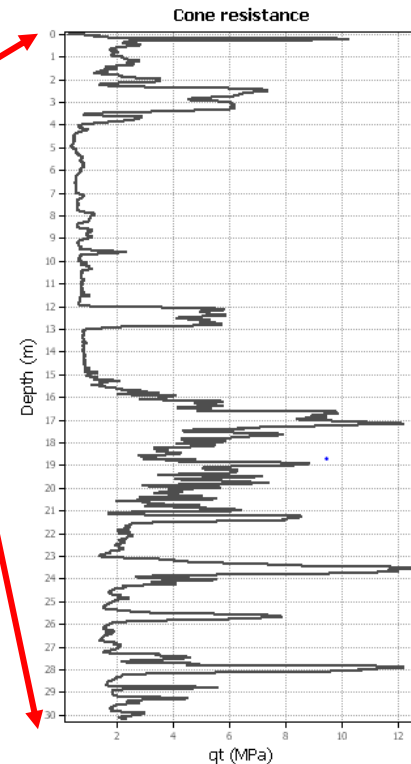
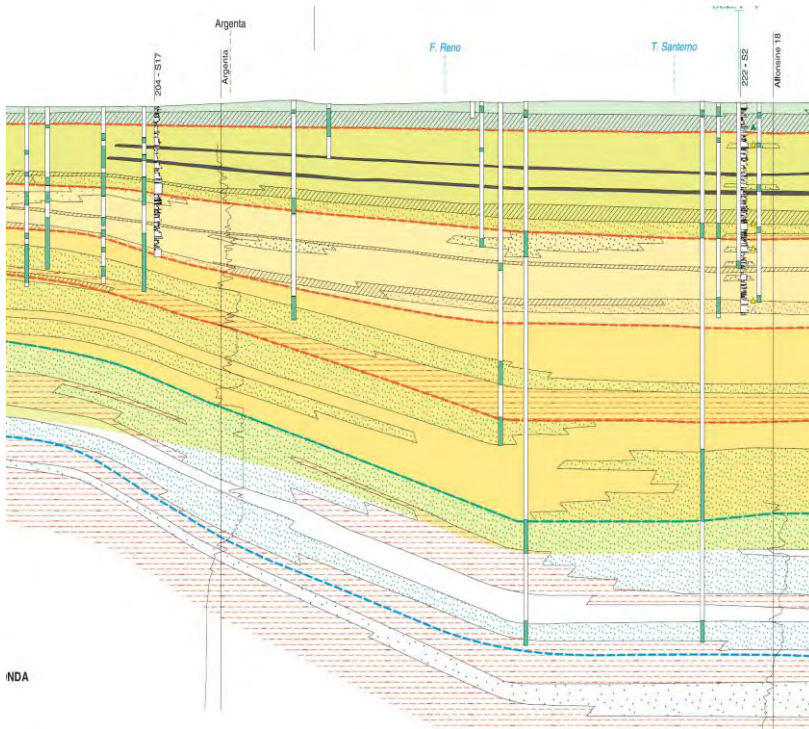
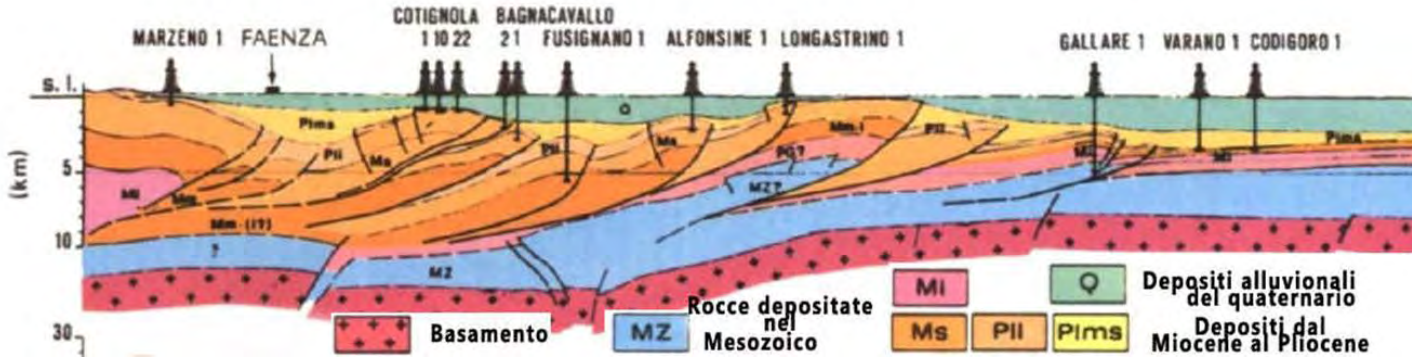
Approccio conservativo



Approccio prestazionale



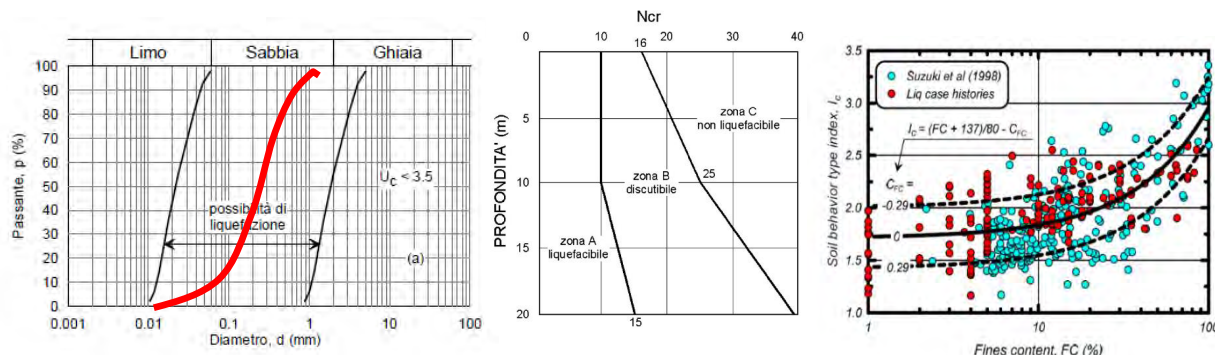
Esempio di analisi di RSL+LIQ per un edificio standard in area di pianura alluvionale con depositi recenti di elevato spessore



Indagini geognostiche

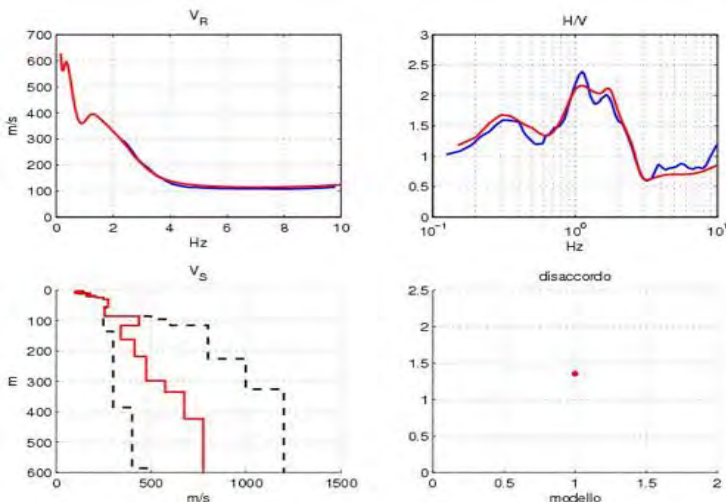
- 2 Prove Cpte/u
- Quando possibile sondaggio con prove SPT e prelievo campioni
- laboratorio x fusi suscettibilità + analisi granulometriche di calibrazione dei metodi semplificati

Criteria DM2008 e verifiche semplificate speditive x suolo S2



Indagini geofisiche

- 1 Cono sismico / SDMT/ DH / MASW a media-alta risoluzione x log Vs superficiale (primi 20-30 mt)
- 1 Array passivo tipo ESAC/SPAC o Re.Mi. (possibilmente con stendimenti ortogonali) esteso x log Vs profondo
- 1 prova HVSR per analisi con inversione congiunta e vincolo dei profili ai picchi di frequenza profondi



Scelta Magnitudo



Zonazione ZS9 => Mwmax

0

Max Mw storica/disaggregazione

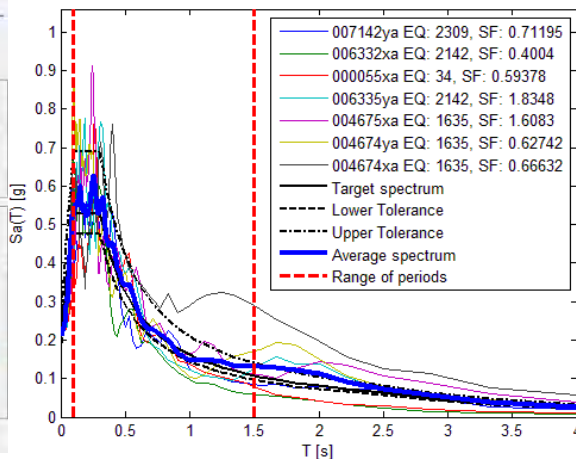
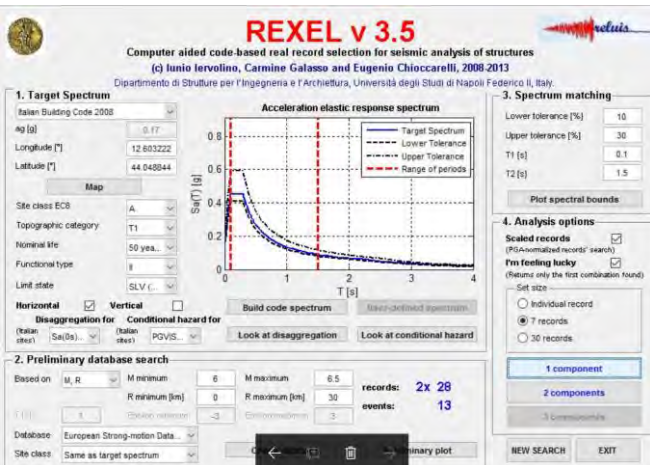
Selezione accelerogrammi



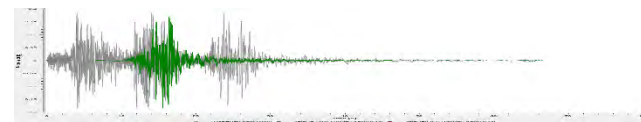
Min 7 accelerogrammi «spetrocompatibili» da Rexel

Selezione per: Stato Lim. - Magnitudo – Distanza – mecc. focale

Combination no. 1, SF_{mean} = 0.92043



Accelerogrammi scalati (min SF) alla PGA bedrock



Selezione curve di Degrado/damping

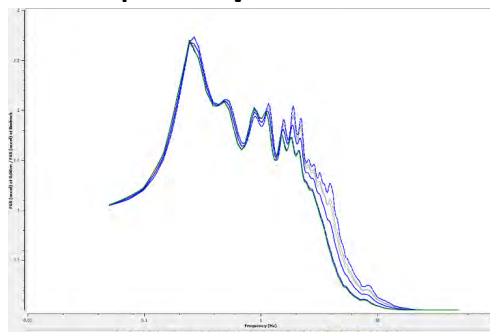
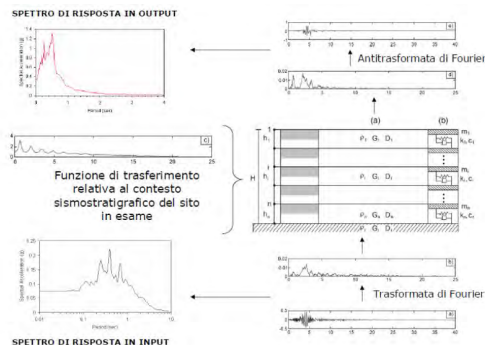


Da Bibliografia o SDMT o prove di CR/TTC/TRX ciclico

ANALISI RSL



Modello stratigrafico/geofisico - analisi Lineari equivalenti in TT
Output: Spettri elastici – accelerogrammi - PGA – profili di CSR/Ia



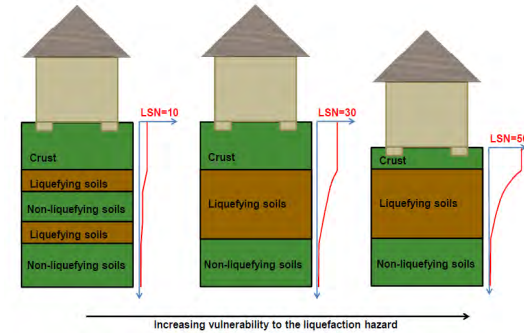
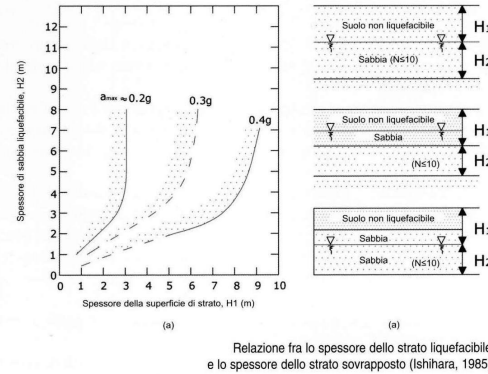
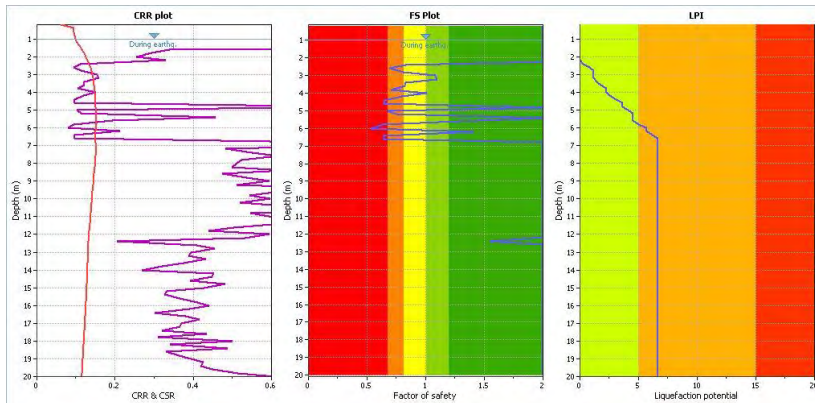
La funz. di trasferimento ci serve anche per valutare l'aderenza del modello ai dati sperimentali H/V

Accelerazione e Spettri possono essere utilizzati per la progettazione delle strutture

Verifiche liquefazione
CSR/PGA/IA da RSL TT

Si valuta: IPL – Cedimenti – LSN - strati liquef/non liquef
- Lateral Spreading

ATTENZIONE A: METODO - FS SOGLIA - CALIBRAZIONE FC



IPL < 5 (< 2 per opere di Classe \geq III) e/o **cedimenti ridotti**

IPL > 5 (> 2 per opere di Classe \geq III) e/o **cedimenti significativi**

Mitigazione con accorgimenti realizzativi/strutturali (Es. irrigidimento/ampliamento/approfondimento fondazioni, ecc.)

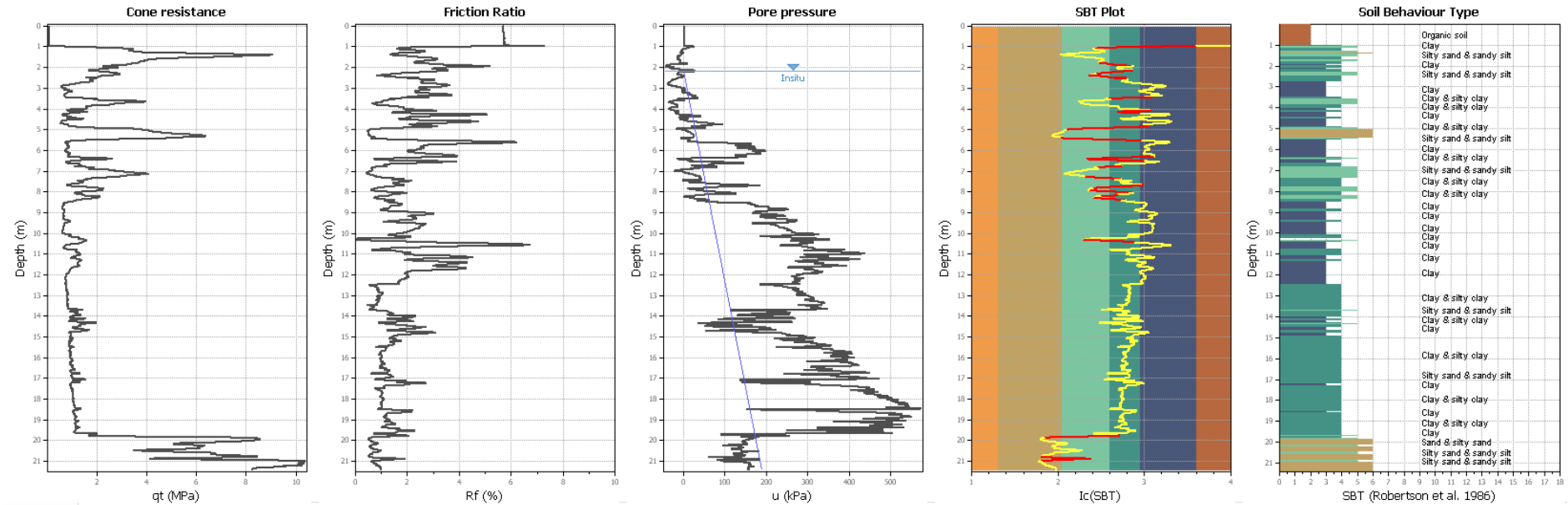
Mitigazione con:

- Interventi di miglioramento/drenaggio del terreno
- Fondazioni profonde
- Miglioramento terreni + fondazioni profonde e/o accorgimenti realizzativi/strutturali

SITUAZIONI TIPICHE

- ESEMPIO 1 -

affrontare le incertezze con metodi diversi



$M_{wmax} = 6.14$

Falda progetto: -1

PGA = 0.23

METODO VERIFICA

I&B 2008

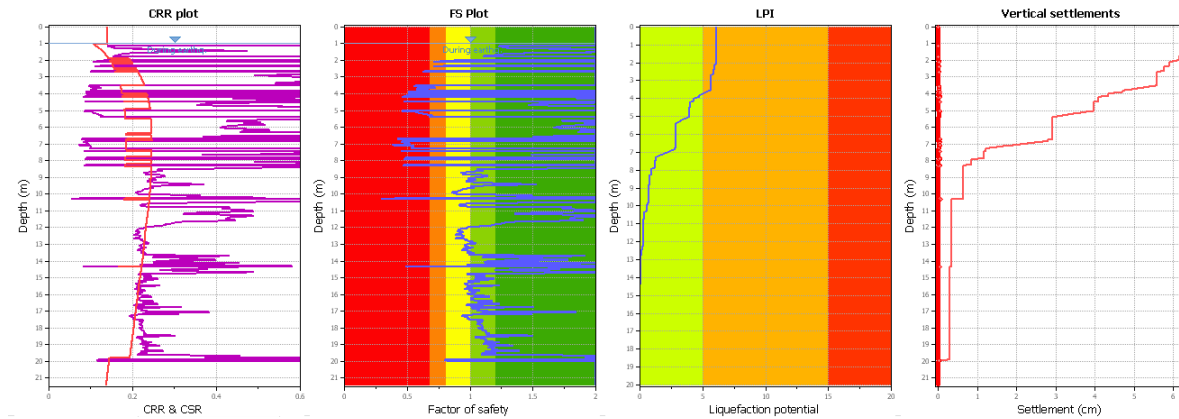
FS=1.0

Robertson 2009

FS=1.2

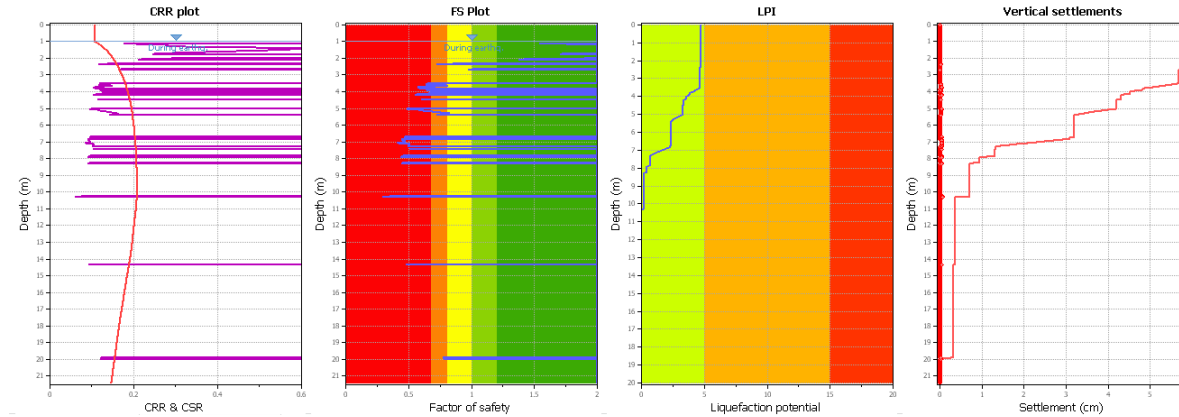
Stima FC = R&W 1998

- ESEMPIO 1 -



I&B 2008

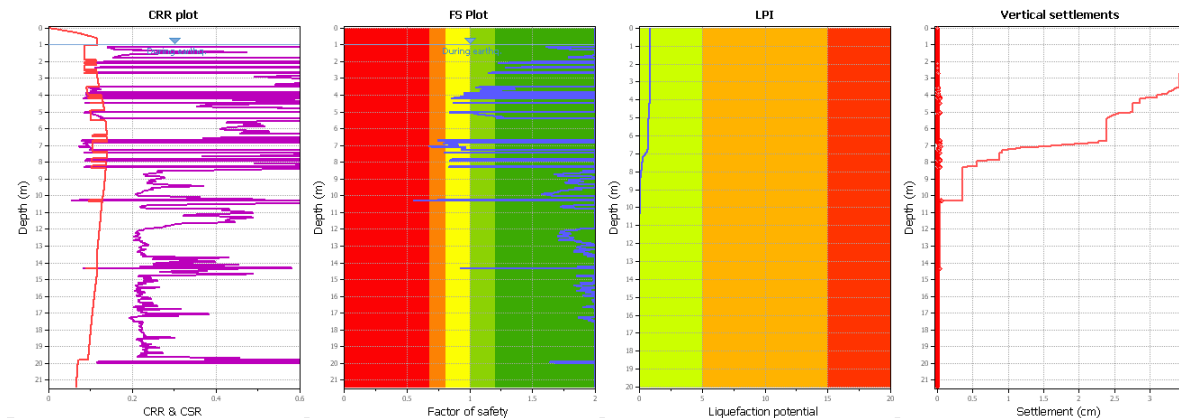
IPL= 6.46 CED = 6.3 cm



Robertson 2009

IPL= 4.61 CED = 6.4 cm

↓
RSL + metodo cautelativo



I&B 2008 CSR da RSL

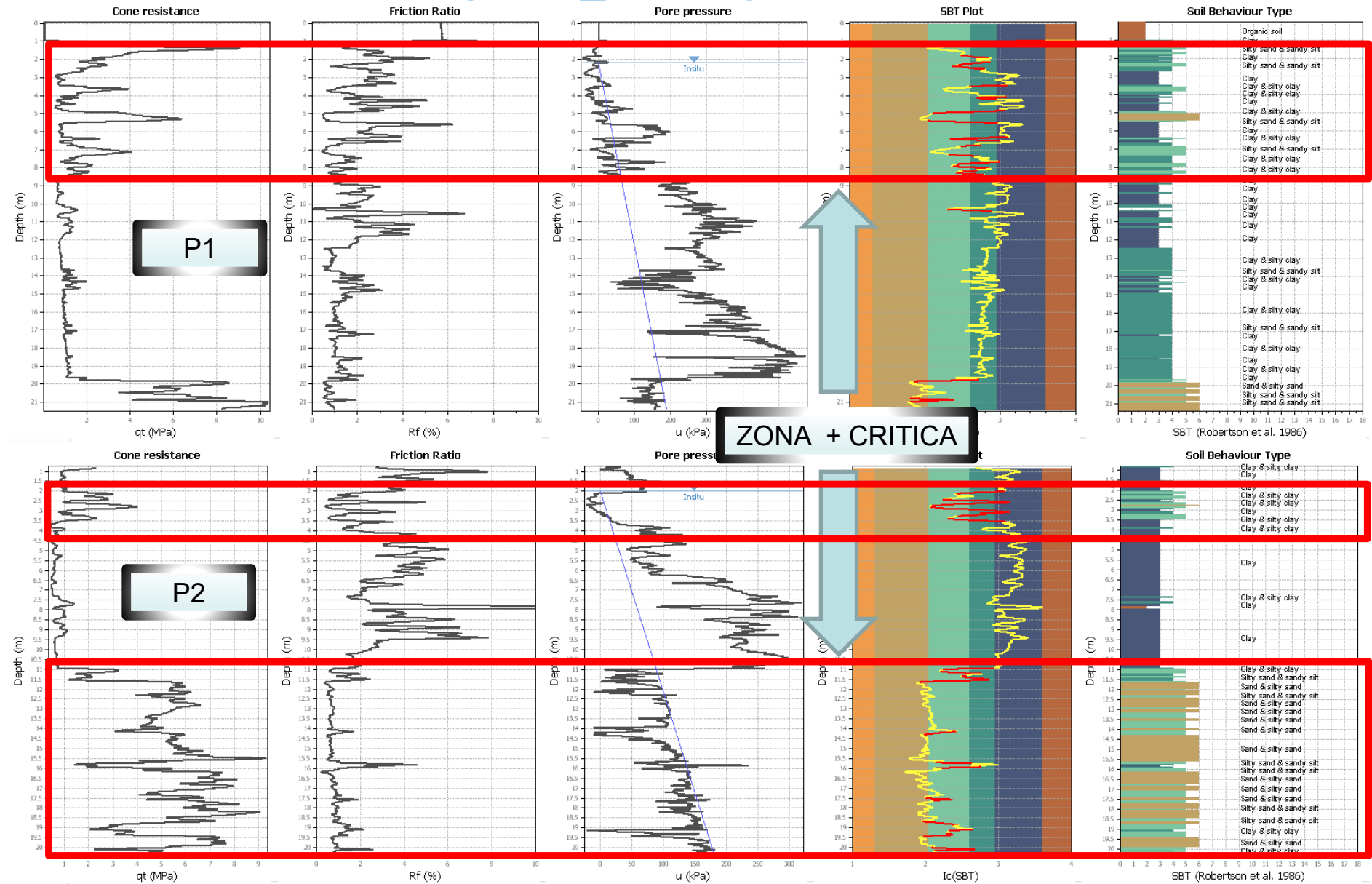
Profilo CSR = $0.65 * \tau_{max} / \sigma'_{v0}$

IPL= 0.87 CED = 3.5 cm

RISCHIO BASSO

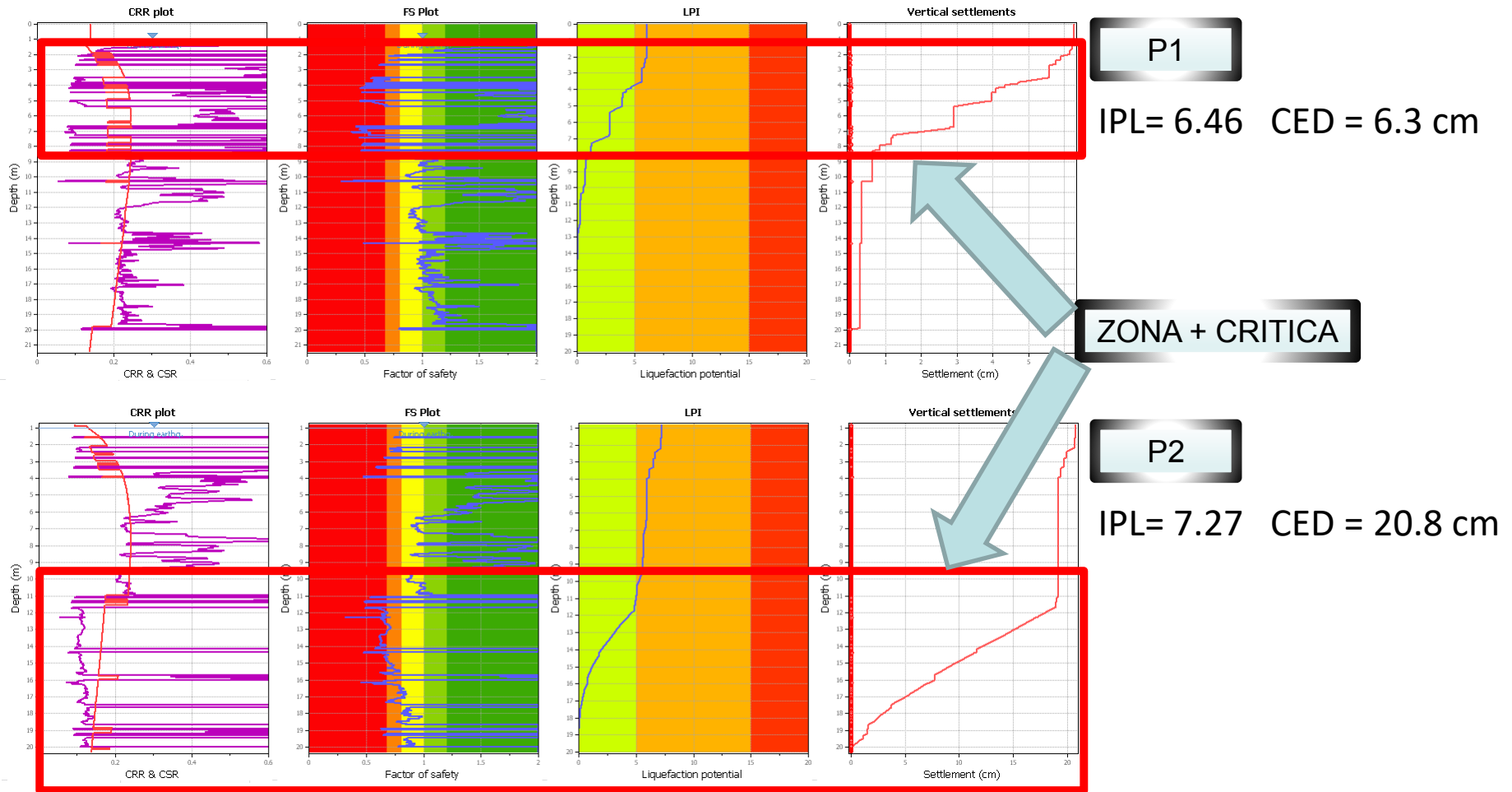
- ESEMPIO 2 -

IPL uguali _ stratigrafie diverse



- ESEMPIO 2 -

Utilizzando I&B 2008 con FS=1.0



Considerando la sensibilità rispetto:

- Potenziale oscillazione della falda superficiale
- Entità e distribuzione dei cedimenti
- Spessore ed uniformità dello strato liquefacibile



Il profilo P2 presenta un livello di rischio sensibilmente + alto di P1

Per una stima corretta del rischio
sismico non serve solo un semplice
calcolo ma diventano fondamentali
GIUDIZIO TECNICO e BUON SENSO!!!

....ALLORA FORSE NON SONO PROPRIO TUTTE.....



GRAZIE PER L'ATTENZIONE

GEOLOGIA E AMBIENTE

DOTT. GEOL. ALESSANDRO MERLI

