



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI “FEDERICO II”
SCUOLA POLITECNICA E DELLE SCIENZE DI BASE
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Suscettibilità a liquefazione di un sito basata
sull'interpretazione di prove CPTU

Relatore
Prof. Alessandro Flora
Correlatrice
Ing. Anna Chiaradonna

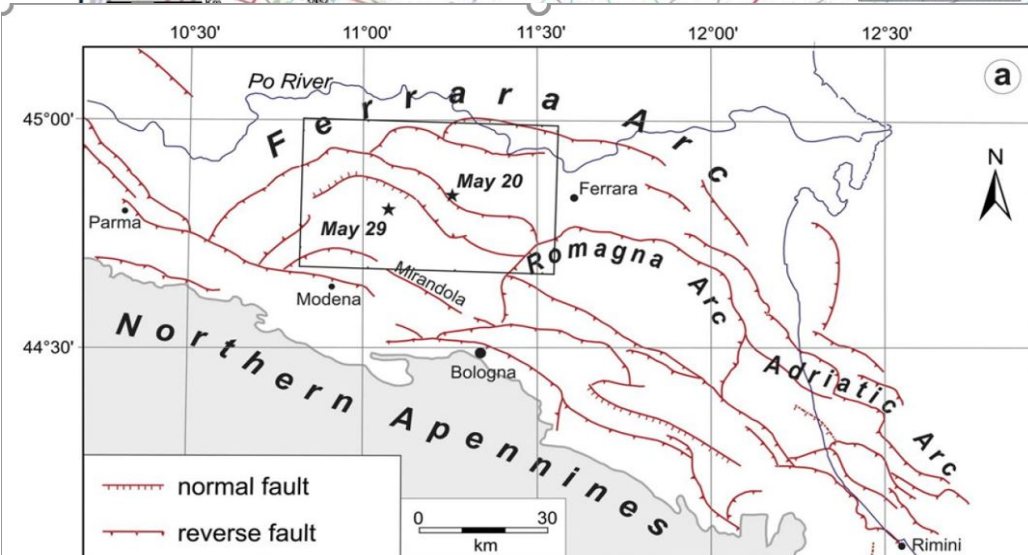
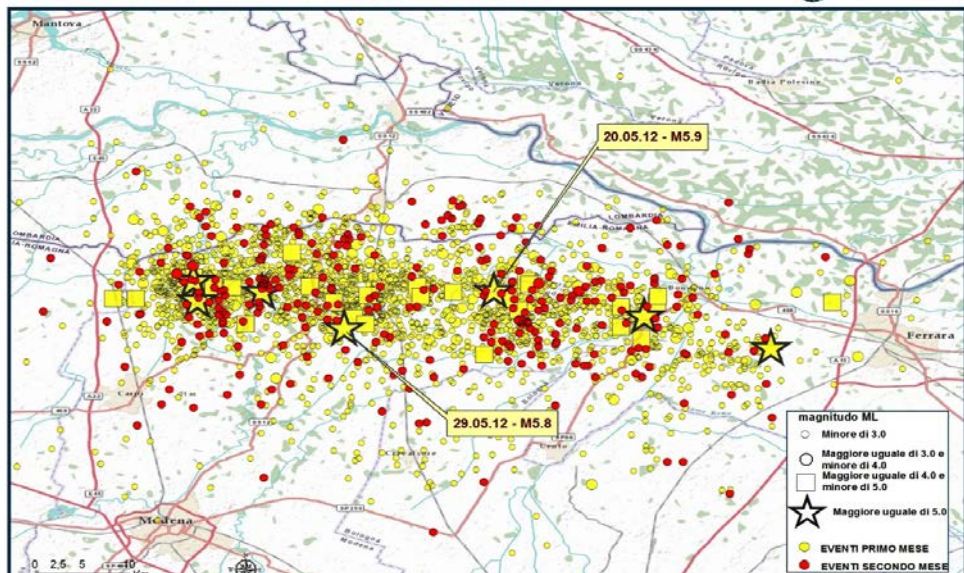
Candidato
Nicola Migliore
M67/300

ANNO ACCADEMICO 2017-2018

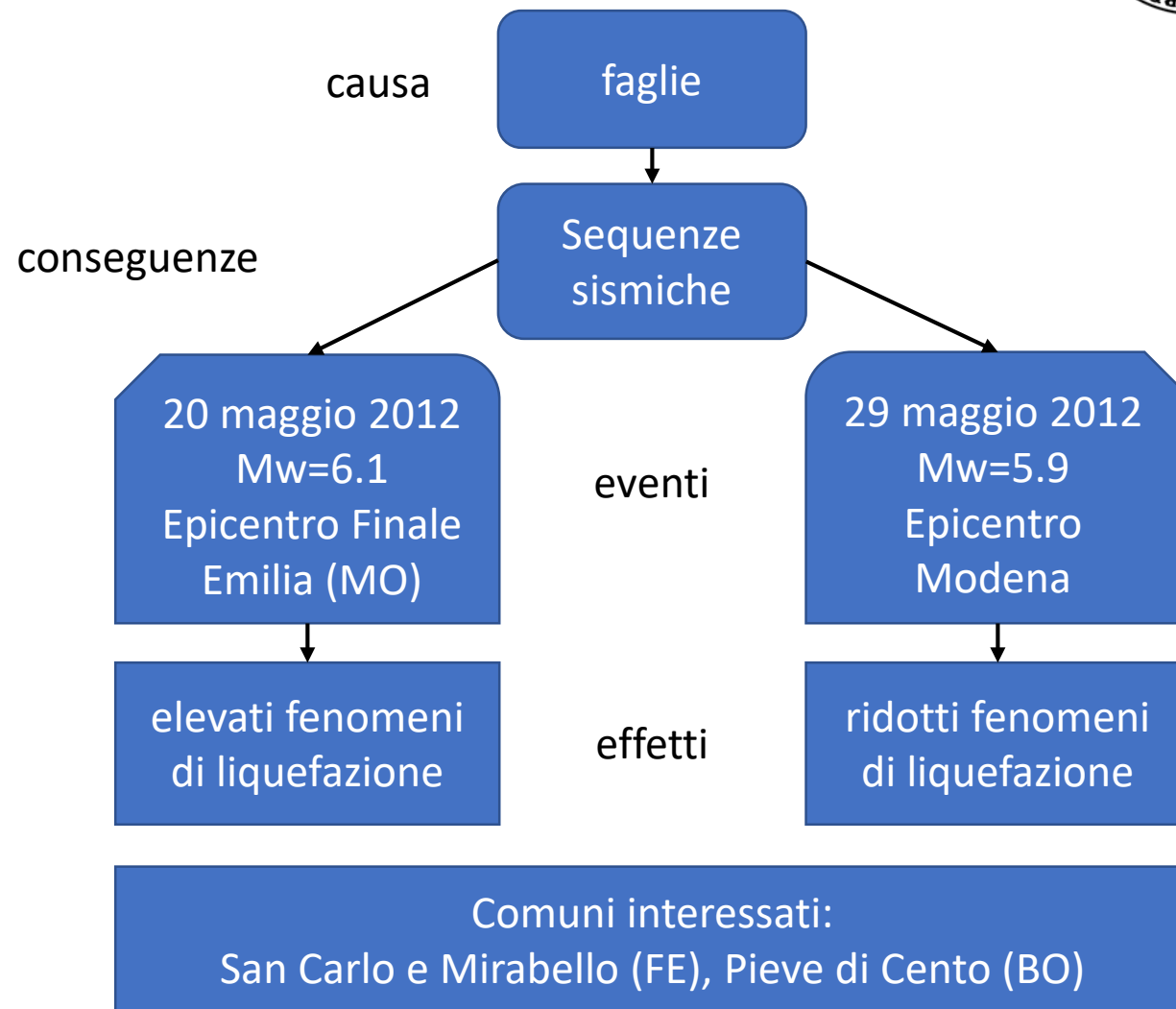


SEQUENZA SISMICA 20 maggio - 20 luglio

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia



EVENTI SISMICI (Emilia Romagna 2012)



LIQUEFAZIONE

La resistenza al taglio nei terreni granulari incoerenti è espressa attraverso la seguente relazione di **Mohr-Coulomb**:

$$c = 0$$

$$S_r = 1$$

Mohr-Coulomb

$$\tau = \cancel{c} + \sigma'_v \cdot \tan \varphi$$

Se il terreno risulta saturo d'acqua tale relazione si modifica secondo

il **principio delle tensioni efficaci (Terzaghi)** e diventa:

$$\sigma_v = \sigma'_v + u = cost$$

$$\tau = (\sigma_v - \Delta u) \tan \varphi$$

$$\Delta u \uparrow$$

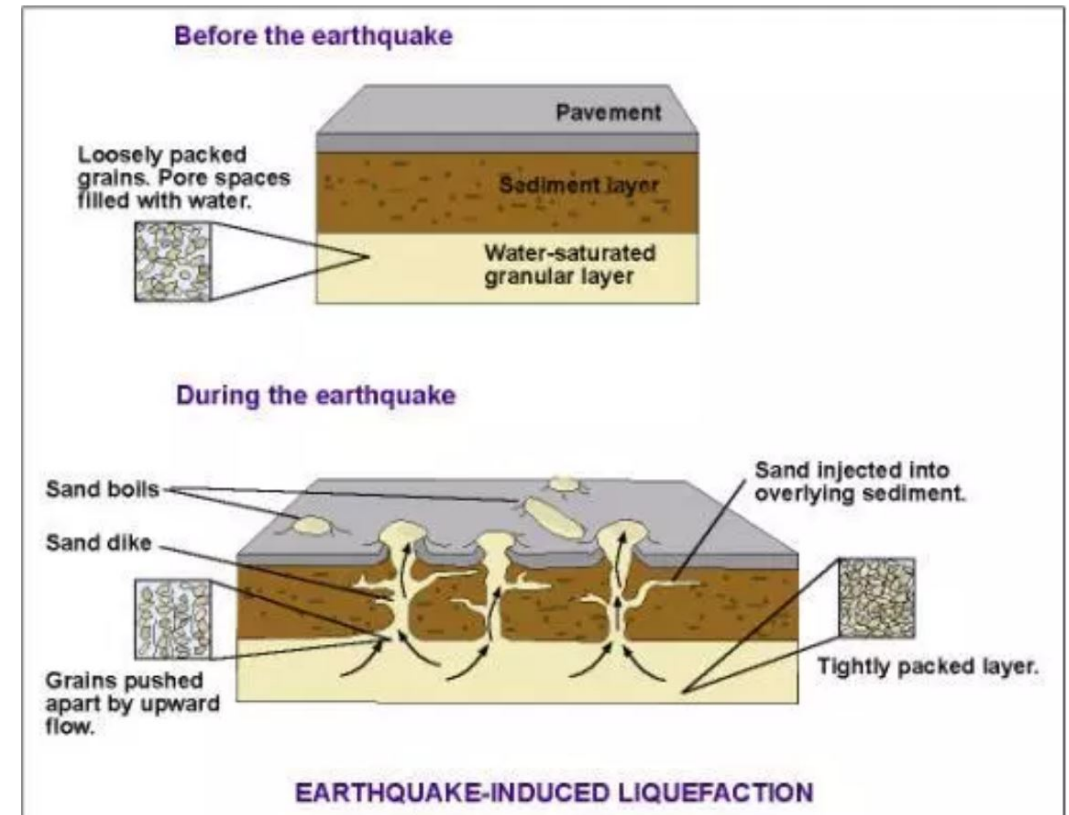
A causa del
sisma

$$\sigma'_{v0} \approx \Delta u$$

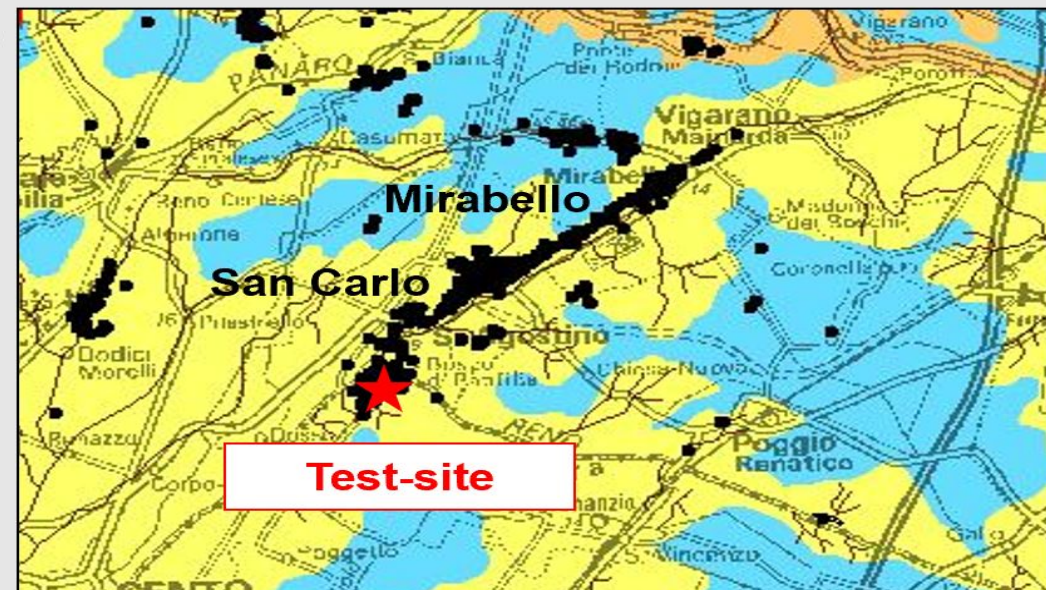
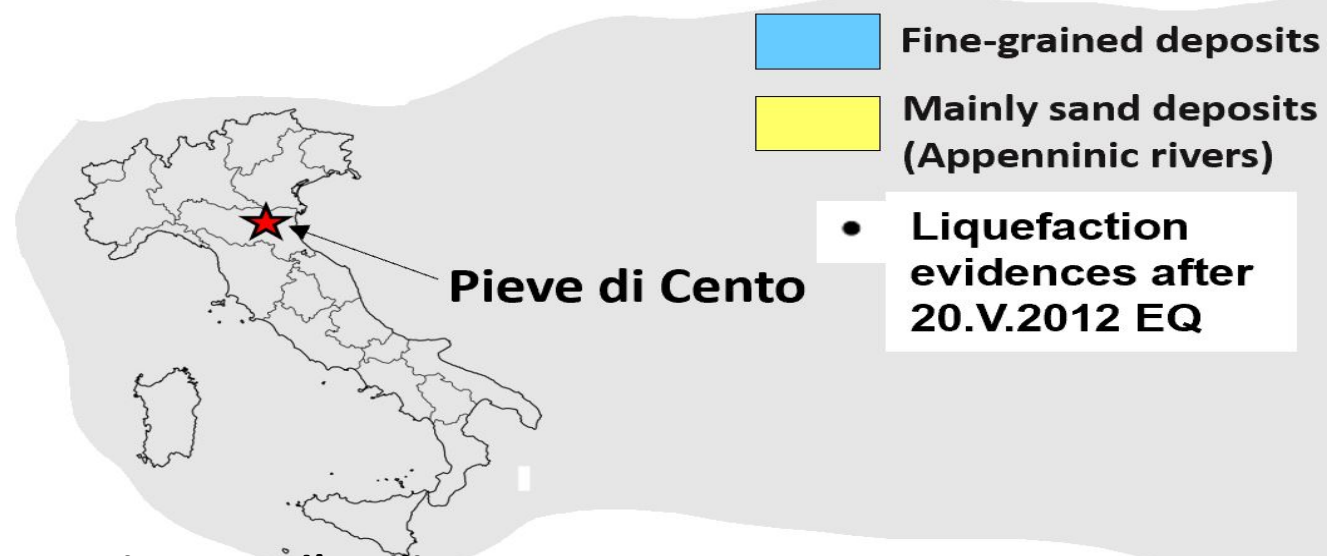


Liquefazione

$$\tau \approx 0$$



SCOPO E CAUSE LIQUEFAZIONE DEL SITO



(mod. Fioravante, 2017)

Convenzione con l'Emilia Romagna:

- mappare il rischio tenendo conto dei danni che hanno subito gli edifici

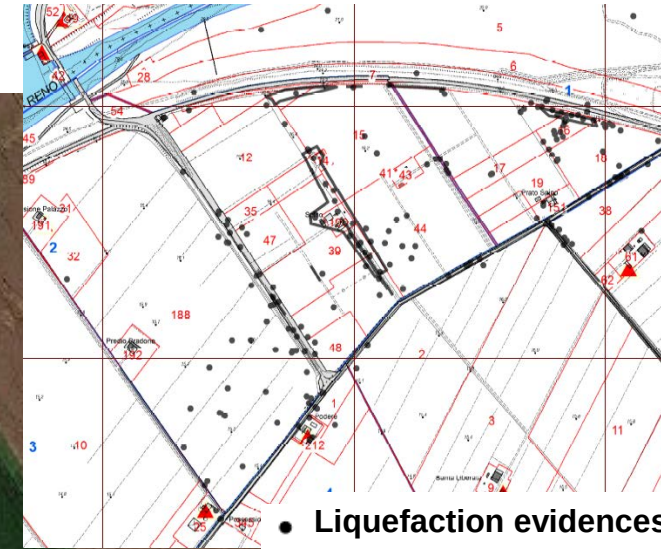
Scopo:

- trovare un modo per correlare gli effetti, cioè i danni ad una causa in modo sintetico
- tale lavoro non è relativo alla scala reale ma è stato analizzato un sito in particolare, Pieve di Cento che ha mostrato evidenze di liquefazione

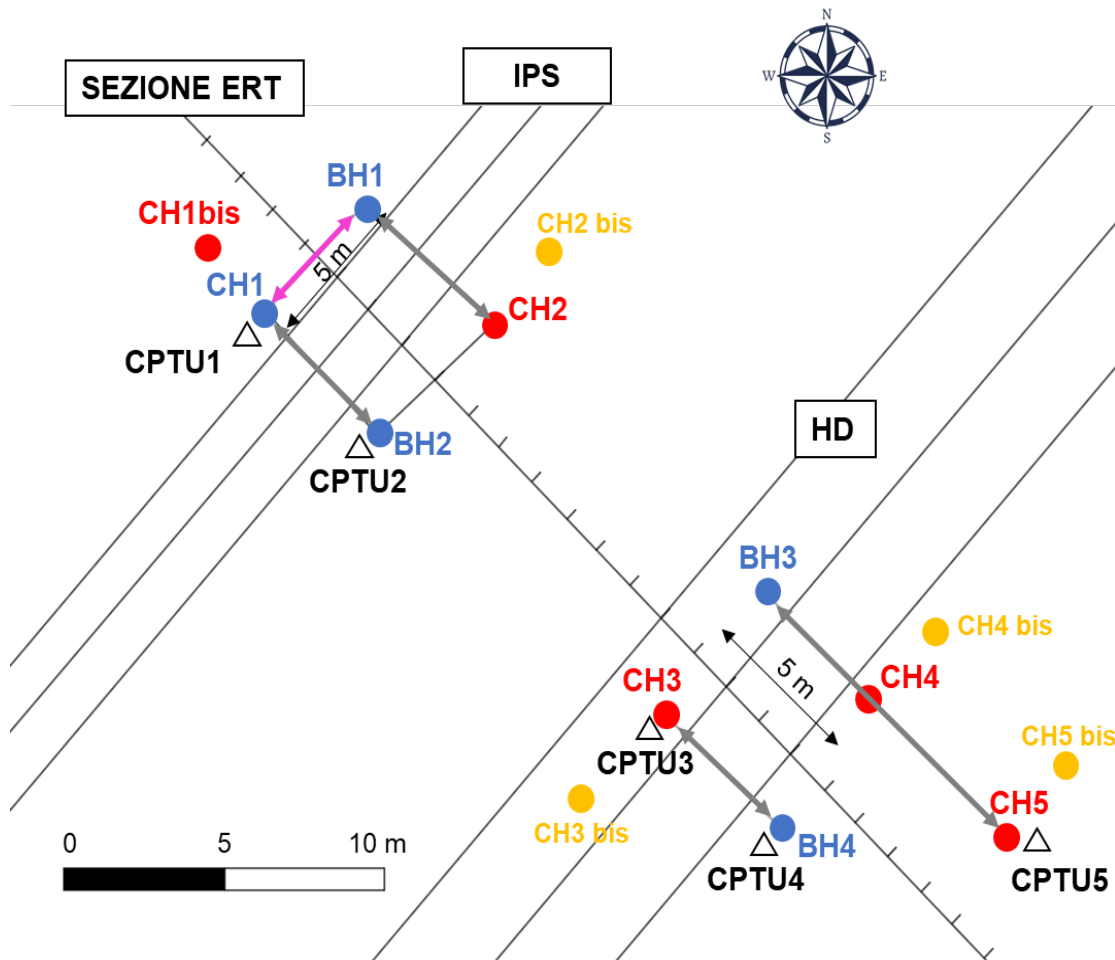
Cause liquefazione:

- sequenze sismiche
- falda superficiale ad 1.8 m dal p.c.
- caratteristiche del sottosuolo (sabbie fini limose alternate da sottili lenti di argilla)

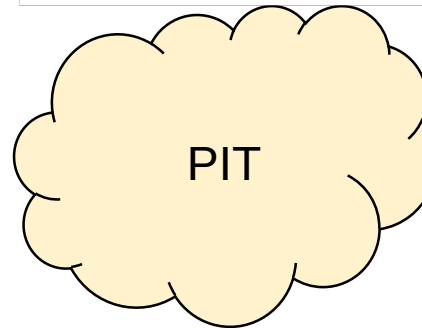
SITO PIEVE DI CENTO



PROVE IN SITO

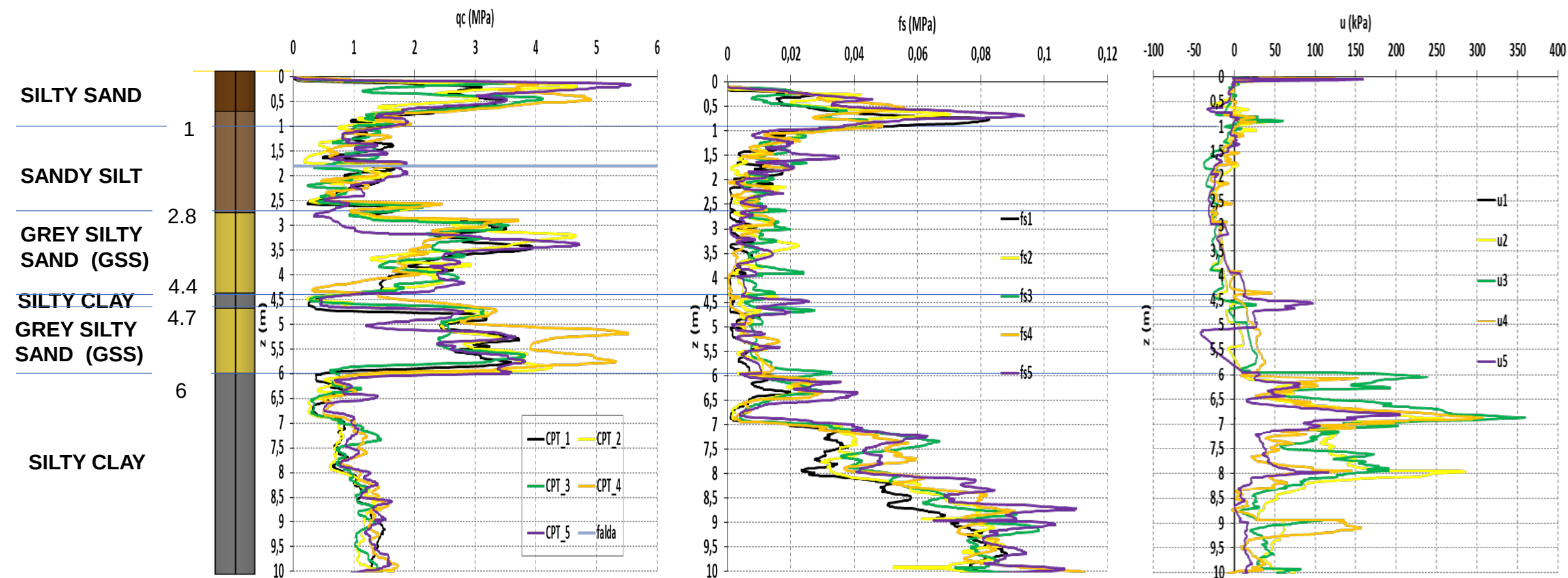


- ✓ 5 sondaggi (fino a 10 m)
- ✓ 4 sondaggio a distruzione solo per il prelievo di campioni indisturbati
- ✓ 5 CPTU
- ✓ 5 sondaggi a distruzione per il posizionamento delle sonde CH
- ✓ 1 Cross-hole CH1-BH1
- ✓ 4 Cross-hole tomografiche
- ✓ 1 Tomografia elettrica (ERT)



- INTERPRETAZIONE PROVE CPTU
- VERIFICA SEMPLIFICATA A LIQUEFAZIONE
- CALCOLO INDICATORI SINTETICI

STRATIGRAFIA E PROVE CPTU

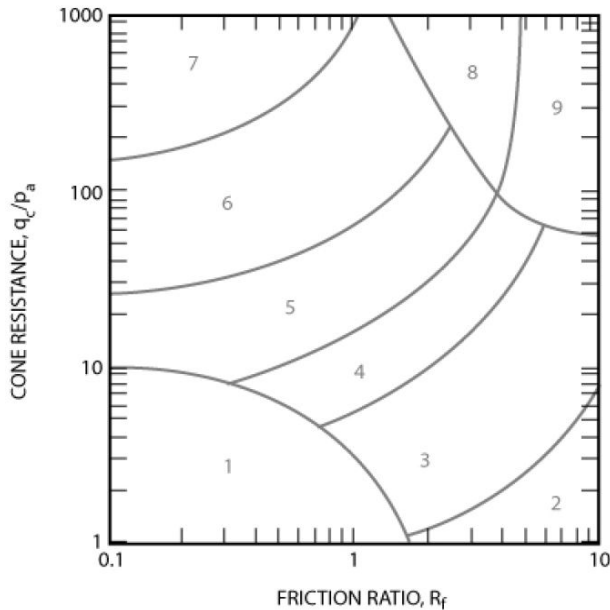


Tutte le prove CPTU evidenziano la presenza di un terreno a grana grossa fino ai 6 m con una lente di materiale fine tra 4.4 e 4.7 m. Dai 6 m in poi il terreno risulta tutto a grana fine.



SOIL BEHAVIOUR TYPE (SBT)

Robertson (1986)

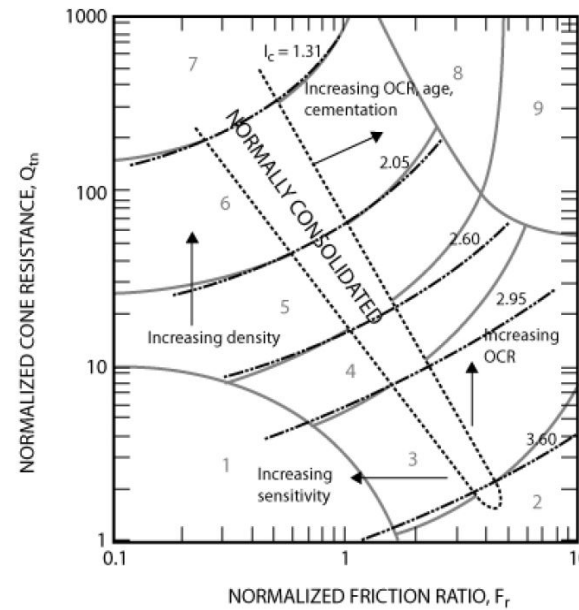


Zone	Soil Behavior Type
1	Sensitive, fine grained
2	Organic soils - clay
3	Clay - silty clay to clay
4	Silt mixtures - clayey silt to silty clay
5	Sand mixtures - silty sand to sandy silt
6	Sands - clean sand to silty sand
7	Gravelly sand to dense sand
8	Very stiff sand to clayey sand*
9	Very stiff, fine grained*

* Heavily overconsolidated or cemented

P_a = atmospheric pressure = 100 kPa = 1 tsf

Robertson (1990)



Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils - clay	> 3.6
3	Clays - silty clay to clay	2.95 - 3.6
4	Silt mixtures - clayey silt to silty clay	2.60 - 2.95
5	Sand mixtures - silty sand to sandy silt	2.05 - 2.6
6	Sands - clean sand to silty sand	1.31 - 2.05
7	Gravelly sand to dense sand	< 1.31
8	Very stiff sand to clayey sand*	N/A
9	Very stiff, fine grained*	N/A

* Heavily overconsolidated or cemented

I_c = indice di
comportamento
del suolo
(Robertson e Wride 1997)

$$I_c = \left[\left(3.47 - \log(Q) \right)^2 + \left(1.22 + \log(F) \right)^2 \right]^{0.5}$$

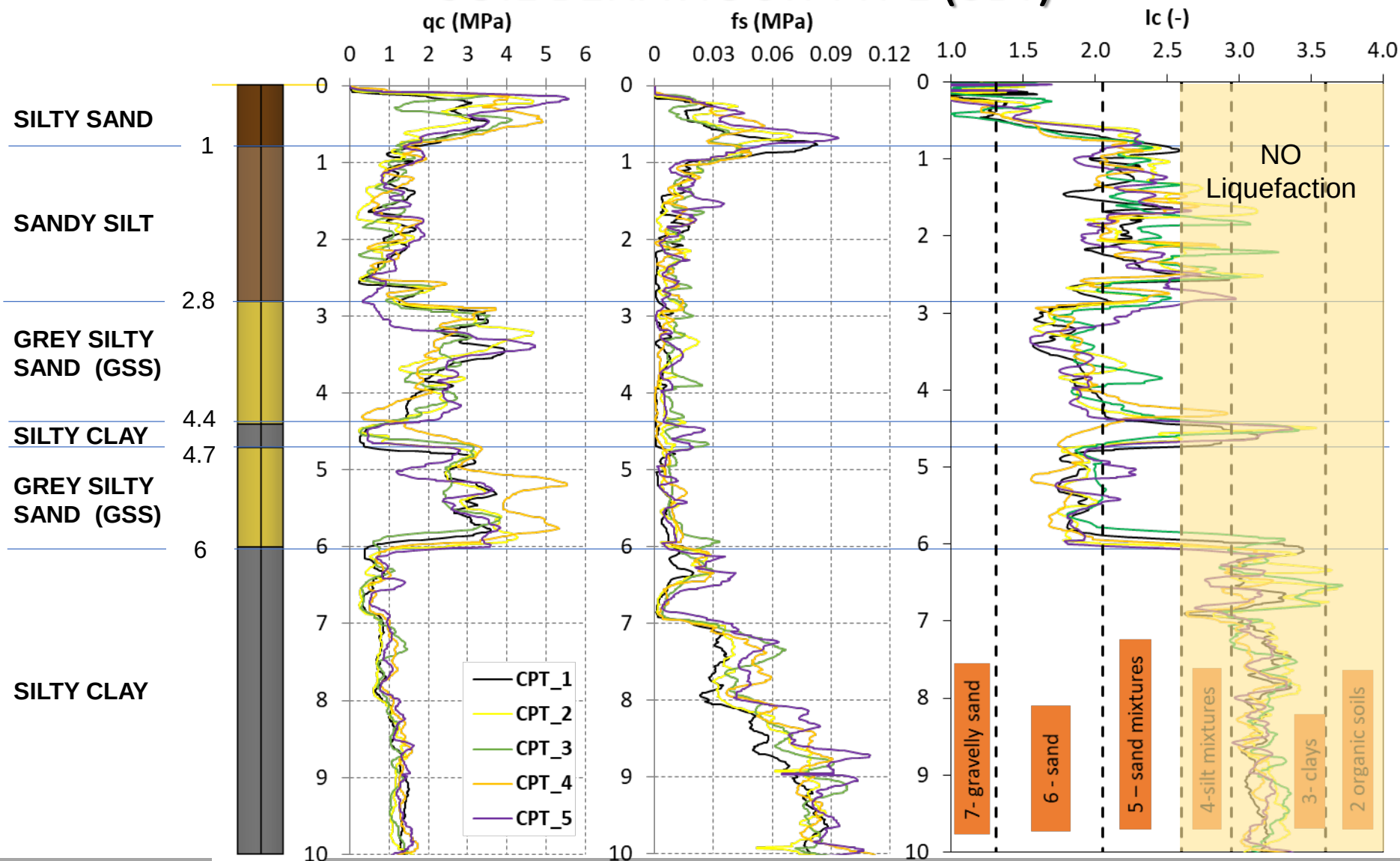
$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{vc}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vc}} \right)^n$$

Resistenza alla
punta
normalizzata

$$F = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_{vc}} \right) \cdot 100\%$$

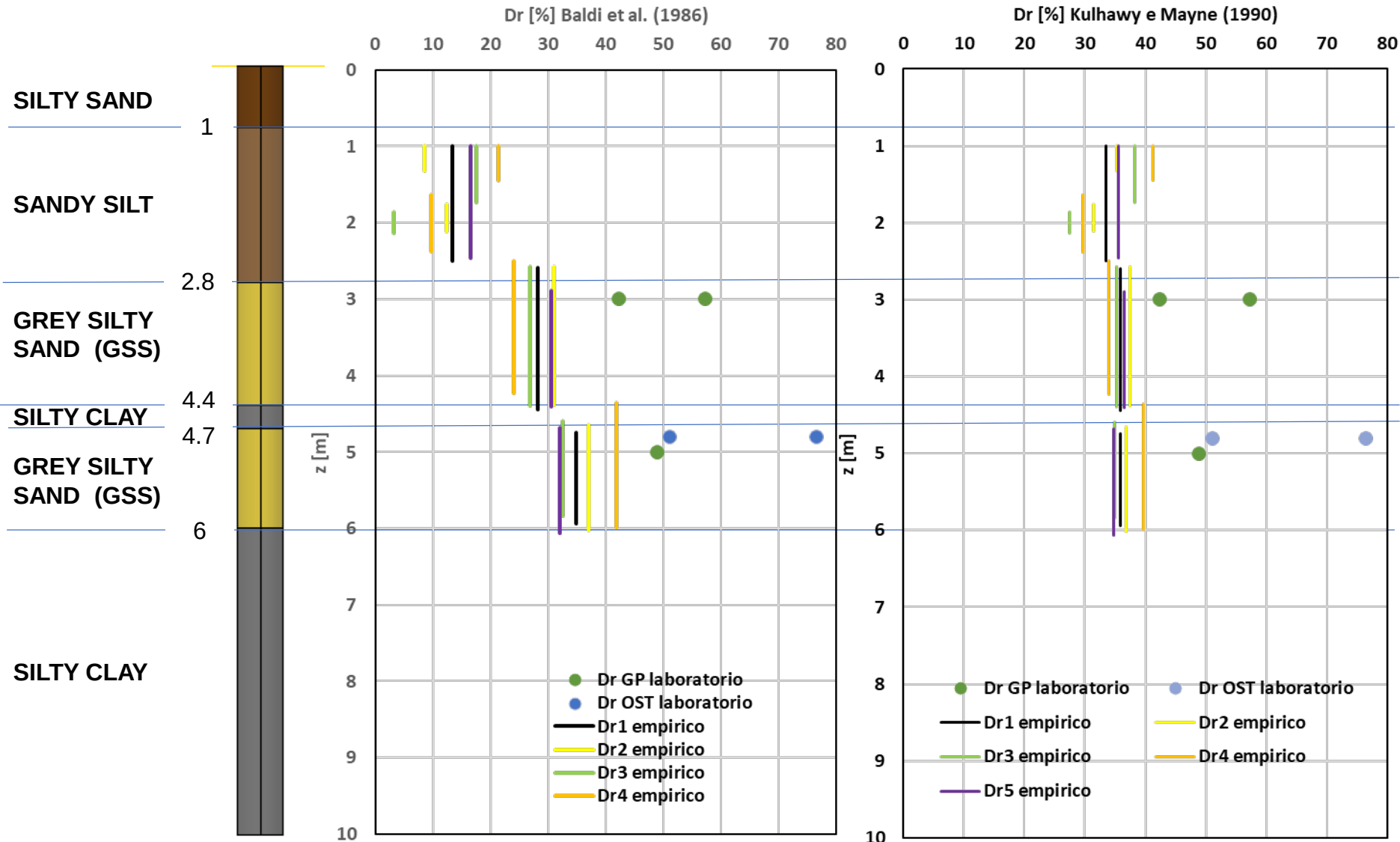
Resistenza
laterale
normalizzata

SOIL BEHAVIOUR TYPE (SBT)



cutoff=2.6
valore limite

CONFRONTO CORRELAZIONI EMPIRICHE CPTU – PROVE DI LABORATORIO (SABBIA GRIGIA)



$$D_r = \left(\frac{1}{C_2} \right) \ln \left(\frac{Q_{cn}}{C_0} \right) \quad \text{Baldi et al. (1986)}$$

$$Q_{cn} = (q_c / p_a) / (\sigma'_{vo} / p_a)^{0.5}$$

$$C_0 = 15.7 \quad \text{and} \quad C_2 = 2.41$$

$$D_r^2 = Q_{tn} / 350 \quad \text{Kulhawy \& Mayne(1990)}$$

La correlazione di **Kulhawy e Mayne** comporta una **minore variazione dei risultati**.

I risultati di laboratorio presentano dei **valori leggermente più alti**, soprattutto per quanto riguarda quelli ottenuti con il **campionatore Osterberg**, che comporta l'estrazione di **campioni di minore qualità** rispetto al Gel Pusher in quanto tende ad addensare il materiale.

CONFRONTO CORRELAZIONI EMPIRICHE CPTU – PROVE DI LABORATORIO (SABBIA GRIGIA)

Robertson e Campanella (1983)

$$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right]$$

CPT SBT chart Robertson(2010)

When $1.0 < I_c \leq 3.27$

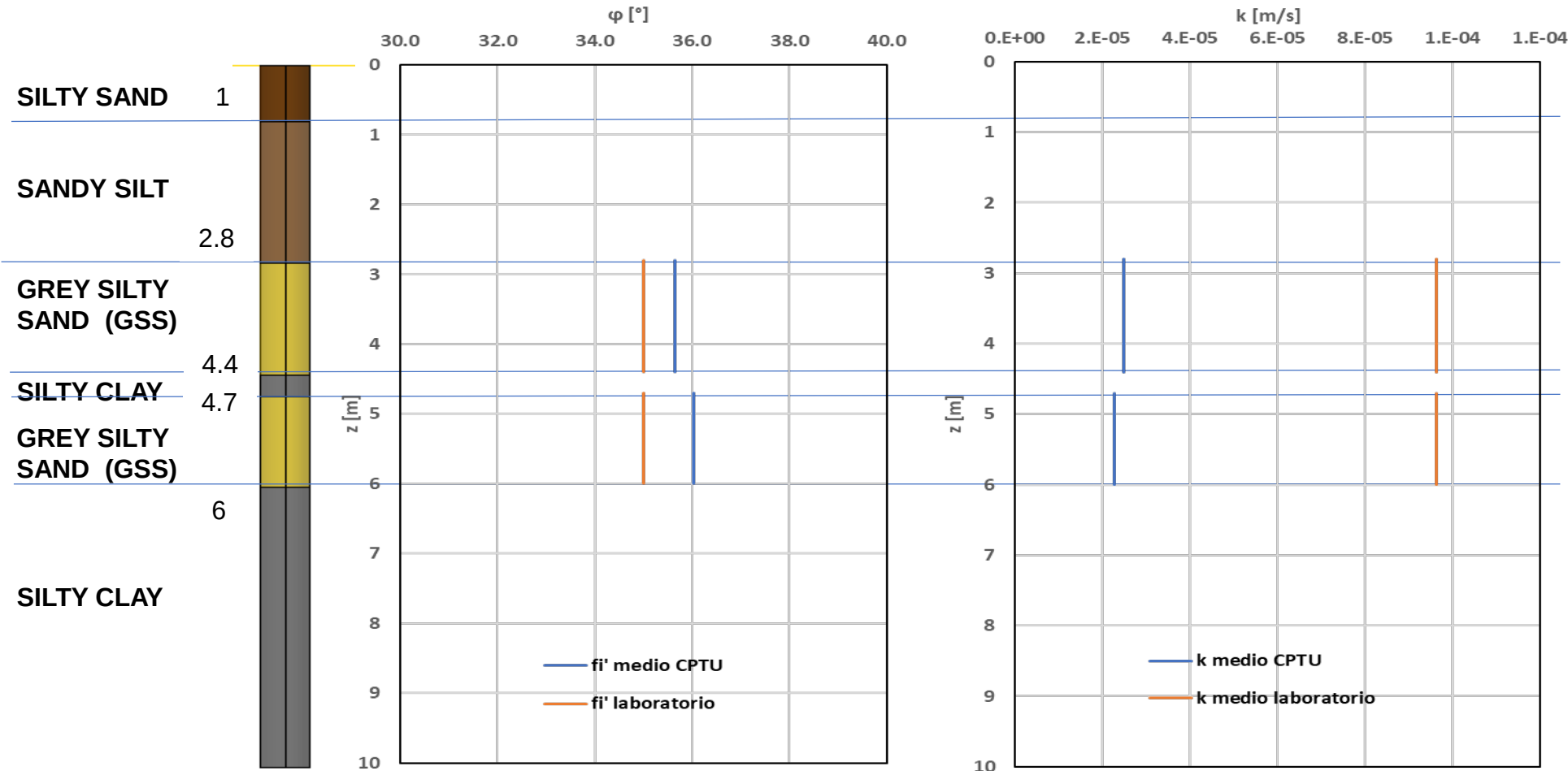
$$k = 10^{(0.952 - 3.04 I_c)}$$

m/s

When $3.27 < I_c < 4.0$

$$k = 10^{(-4.52 - 1.37 I_c)}$$

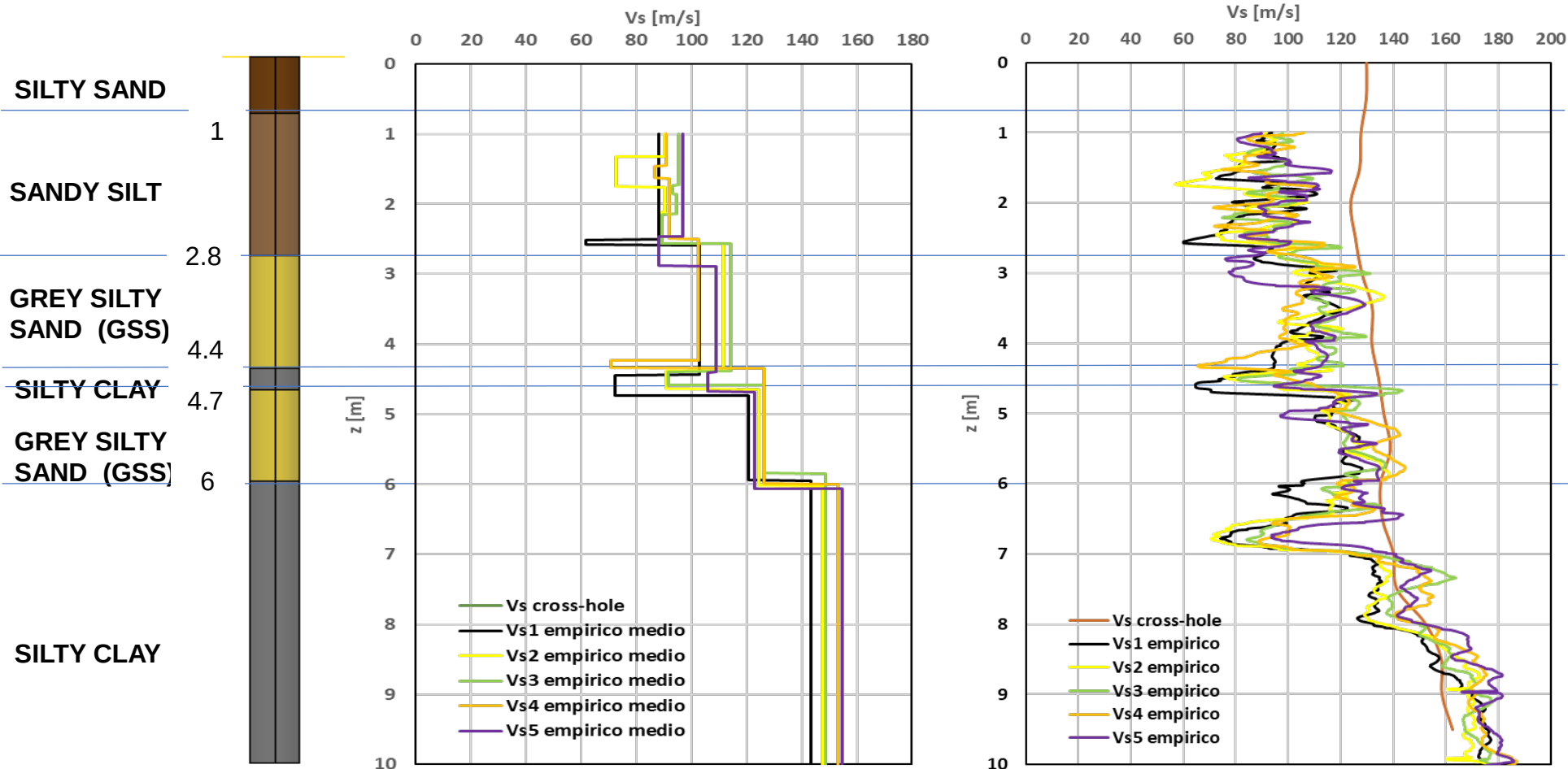
m/s



Sia il coefficiente d'attrito che la permeabilità ottenuti da correlazioni e da laboratorio presentano **risultati comparabili**.

CONFRONTO CORRELAZIONI EMPIRICHE CPTU – PROVE DI LABORATORIO (SABBIA GRIGIA)

$$V_s = [\alpha_{vs} (q_t - \sigma_v) p_a]^{0.5} \text{ (m/s); where } \alpha_{vs} = 10^{(0.55 I_c + 1.68)}$$



Sia i risultati ottenuti tramite correlazione che quelli ottenuti dalla prova in-situ **aumentano con la profondità e combaciano** mentre risalendo **in superficie c'è un leggero scostamento**. Inoltre, si osserva che la prova in-situ non segue gli strati a grana fine e questo è dovuto al fatto che le **registrazioni sono state effettuate con un passo di 0,5 m**.

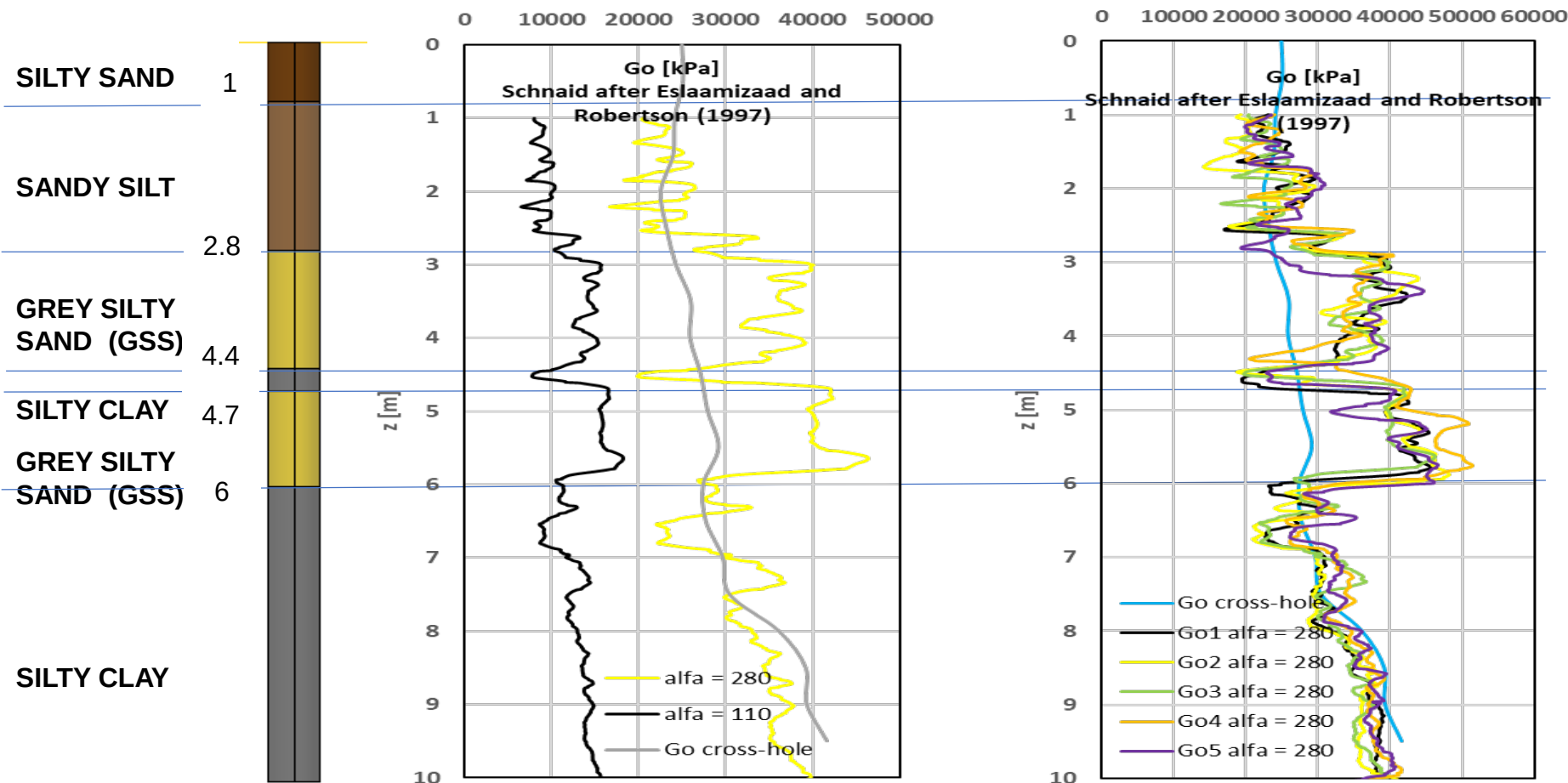
CONFRONTO CORRELAZIONI EMPIRICHE CPTU – PROVE DI LABORATORIO (SABBIA GRIGIA)

Schnaid dopo Eslamizaad and Robertson (1997)

Upper bound, unaged & cemented $G_o = 280 (q_t \sigma'_{vo} p_a)^{0.3}$
 Lower bound, unaged & cemented $G_o = 110 (q_t \sigma'_{vo} p_a)^{0.3}$

Da prova sismica

$$G_o = \rho \cdot V_S^2$$

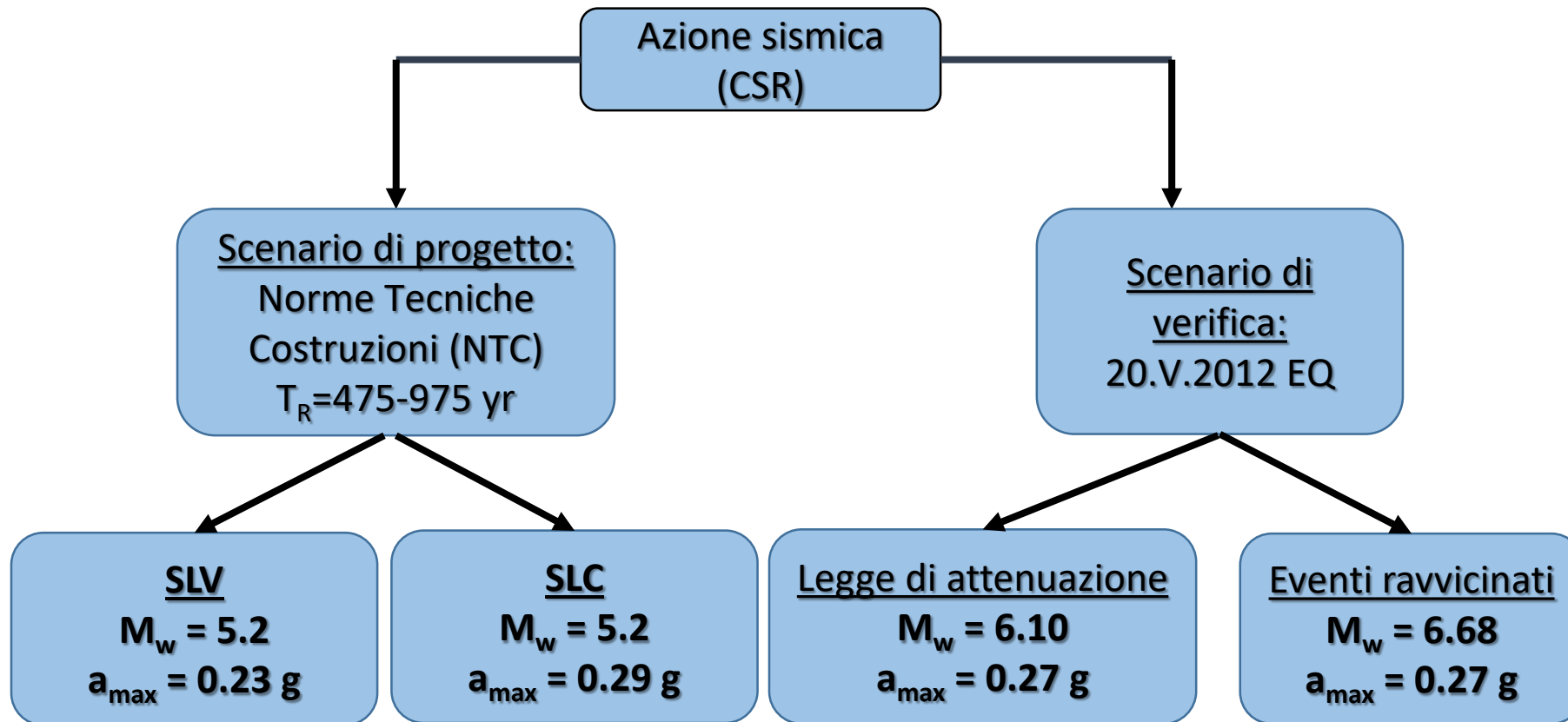


La correlazione relativa al limite superiore con **alfa=280, fitta meglio i risultati** ottenuti tramite la prova sismica cross-hole ed inoltre **segue perfettamente l'andamento nei terreni a grana fine** rispetto a quelli a grana grossa (sabbie).

- INTERPETRAZIONE PROVE CPTU
- VERIFICA SEMPLIFICATA A LIQUEFAZIONE
- CALCOLO INDICATORI SINTETICI

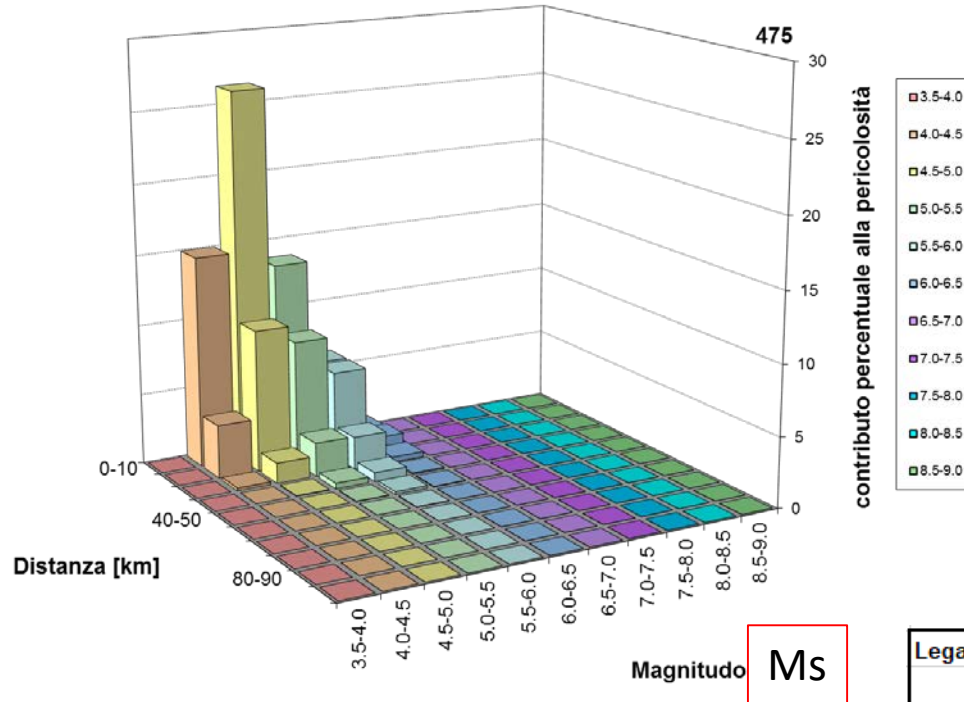
ANALISI SEMPLIFICATA A LIQUEFAZIONE RISULTATI PROVE CPTU

Procedura Idriss & Boulanger (2014)



CYCLIC STRESS RATIO (CSR)

Scenario di progetto: SLV stato limite di salvaguardia della vita



$$T_R = 475 \text{ yr}$$

$$P_{VR} = 10\% \text{ (SLV)}$$

SCENARIO DI PROGETTO:

$$M_S = 4.75 \rightarrow M_w = 5.2$$

$$a_{\max} = 0.157 \text{ g}$$

$$S_S = 1.455$$

$$S_T = 1$$

$$a_{\max} = 0.23 \text{ g}$$

Legame empirico tra M_s e M_w (Idriss, 1985; Ambraseys et al., 1996)

$$M_w = n_1 + n_2 M_s + n_3 M_s^2$$

$$n_1 = 3.120$$

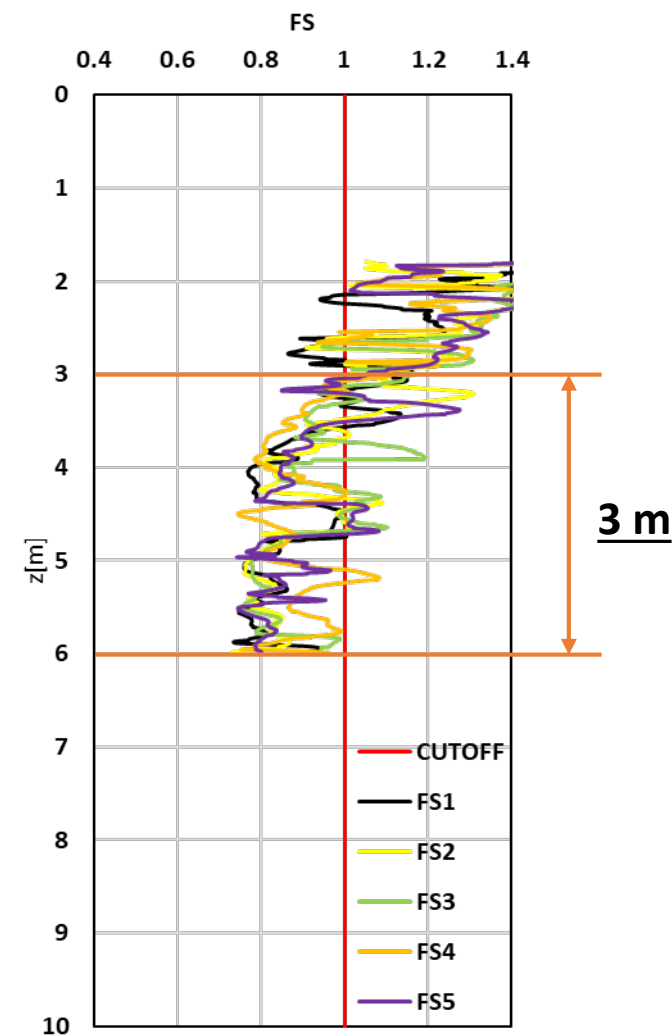
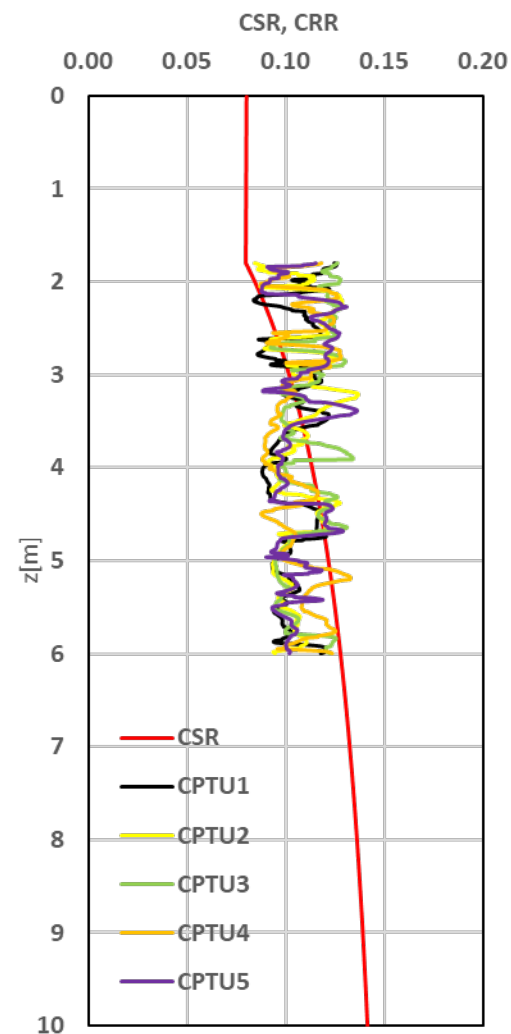
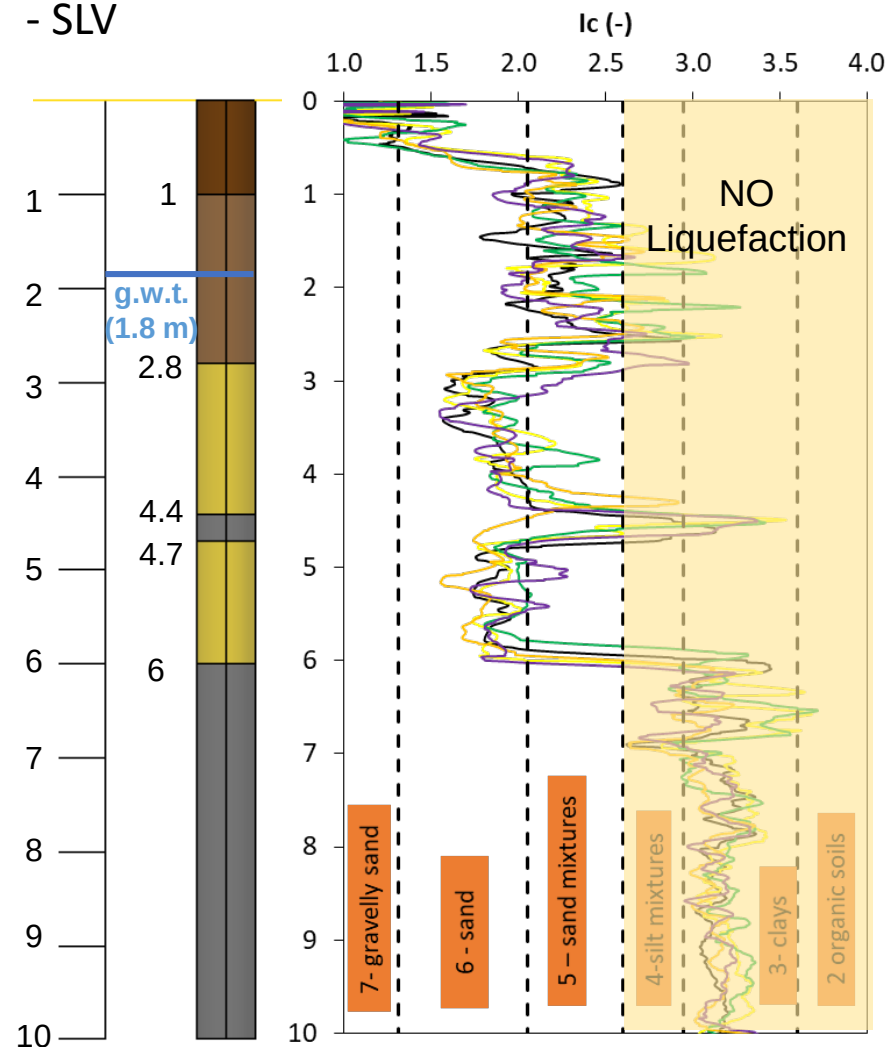
$$n_2 = 0.167$$

$$n_3 = 0.055$$

ANALISI SEMPLIFICATA A LIQUEFAZIONE

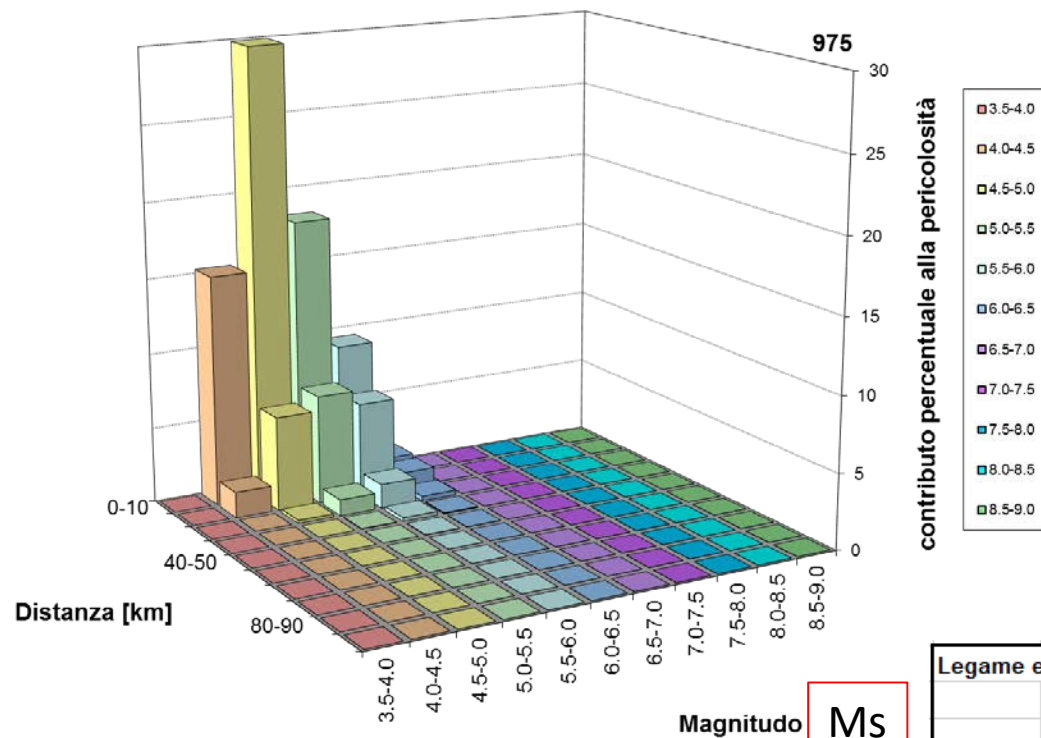
Scenario di progetto NTC

- SLV



CYCLIC STRESS RATIO (CSR)

Scenario di progetto: SLC stato limite di prevenzione del collasso



$$T_R = 975 \text{ yr}$$

$$P_{VR} = 5\% \text{ (SLC)}$$

SCENARIO DI PROGETTO:

$$M_S = 4.75 \rightarrow M_w = 5.2$$

$$a_{\max} = 0.210 \text{ g}$$

$$S_S = 1.381$$

$$S_T = 1$$

$$a_{\max} = 0.29 \text{ g}$$

Legame empirico tra M_s e M_w (Idriss, 1985; Ambraseys et al., 1996)

$$M_w = n_1 + n_2 M_s + n_3 M_s^2$$

$$n_1 = 3.120$$

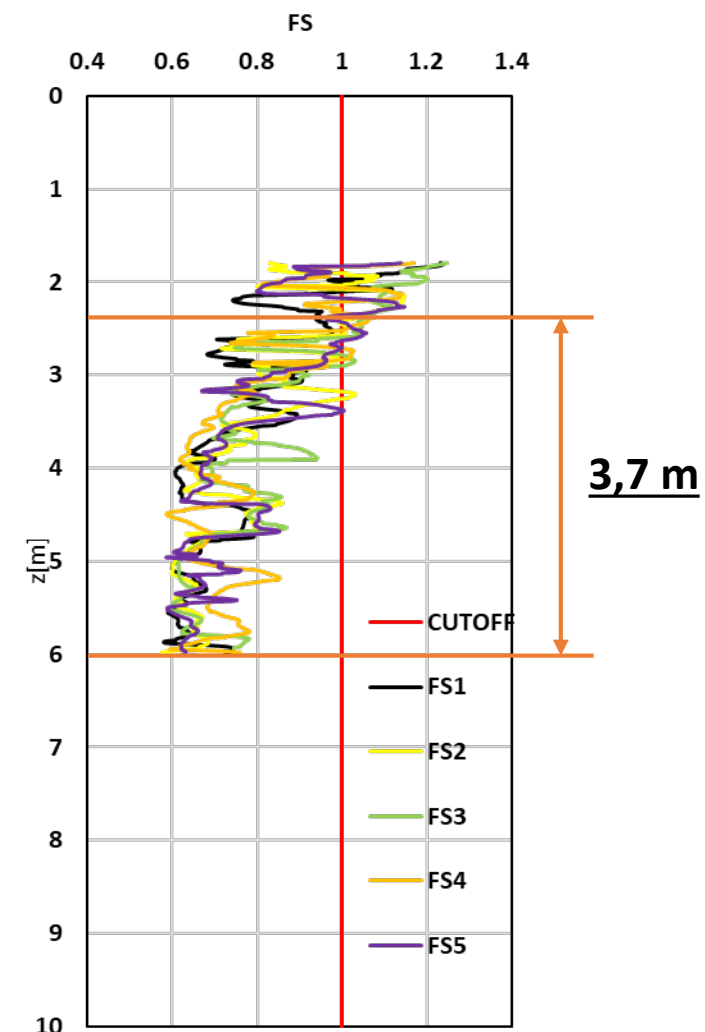
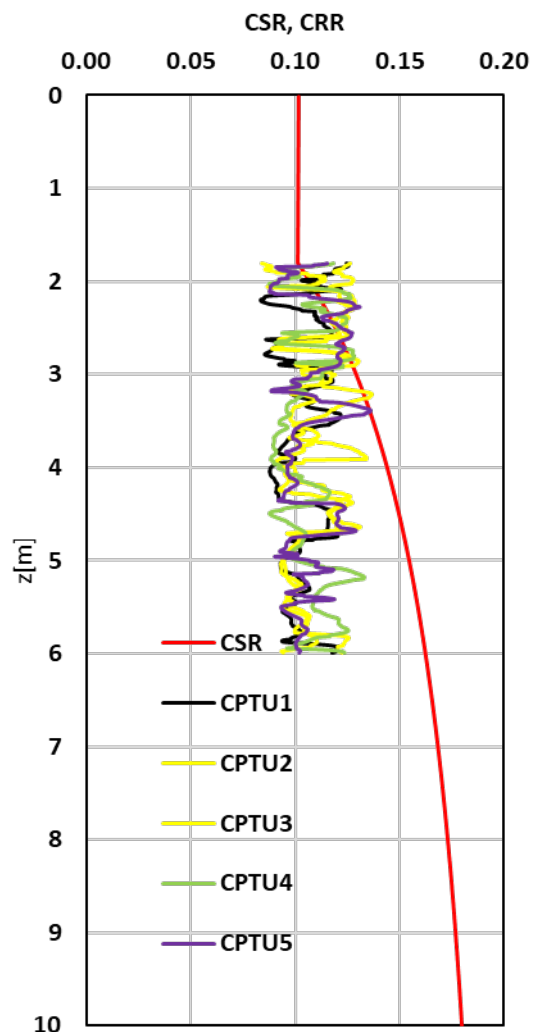
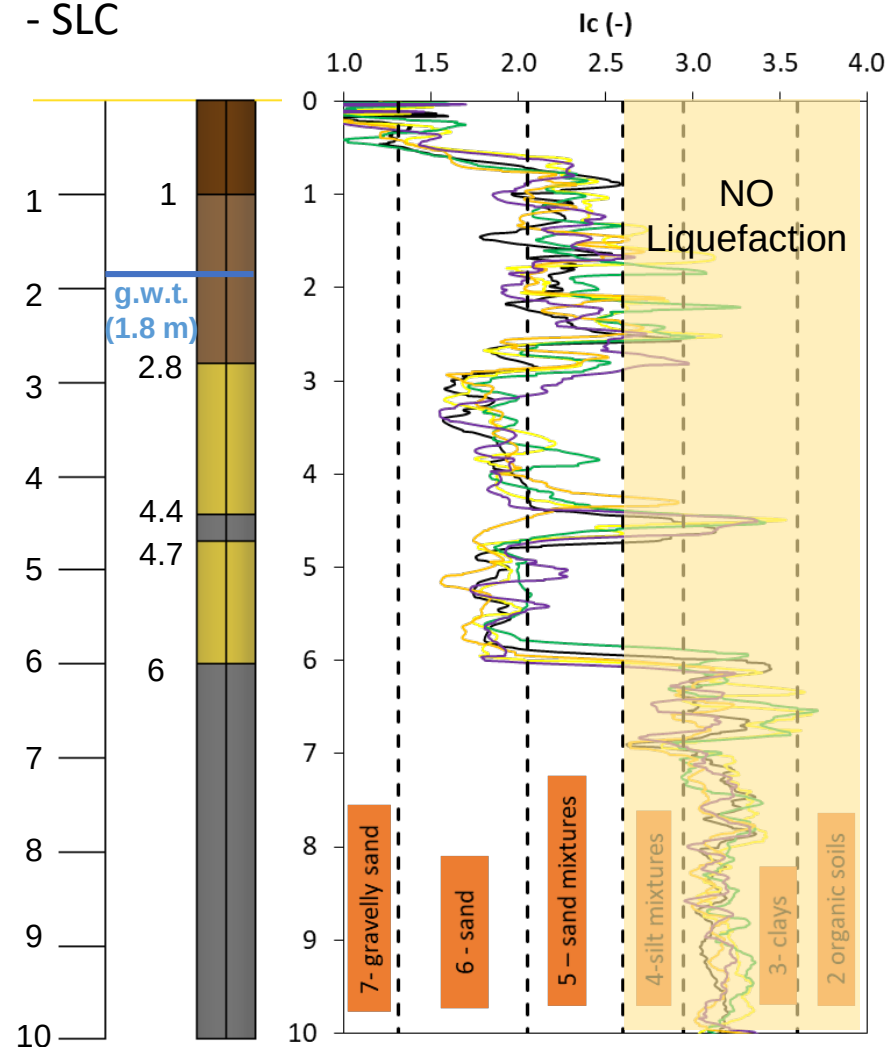
$$n_2 = 0.167$$

$$n_3 = 0.055$$

ANALISI SEMPLIFICATA A LIQUEFAZIONE

Scenario di progetto NTC

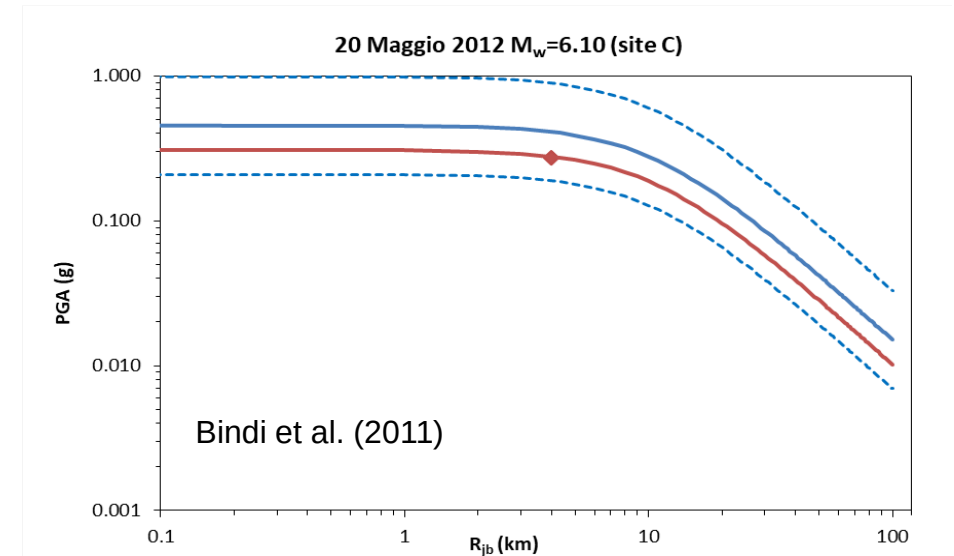
- SLC



CYCLIC STRESS RATIO (CSR)

Scenario di verifica:

20.V.2012



Legge di attenuazione

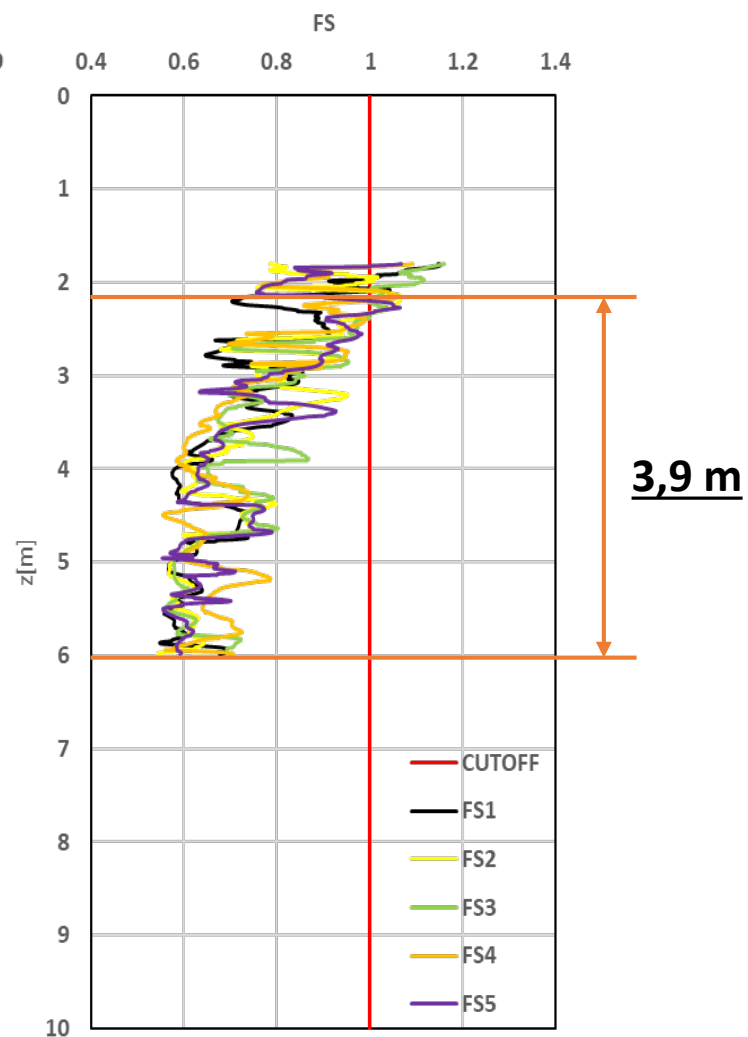
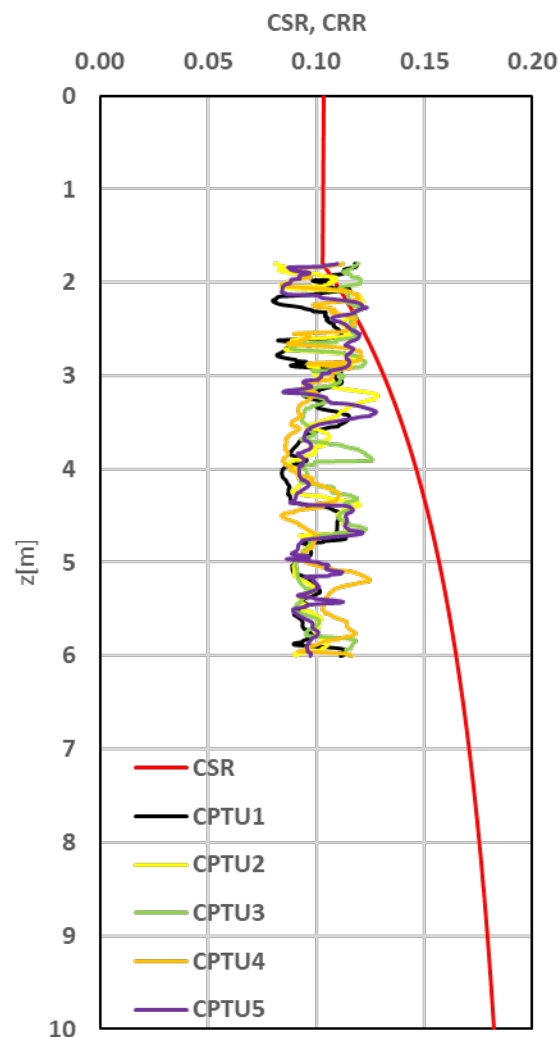
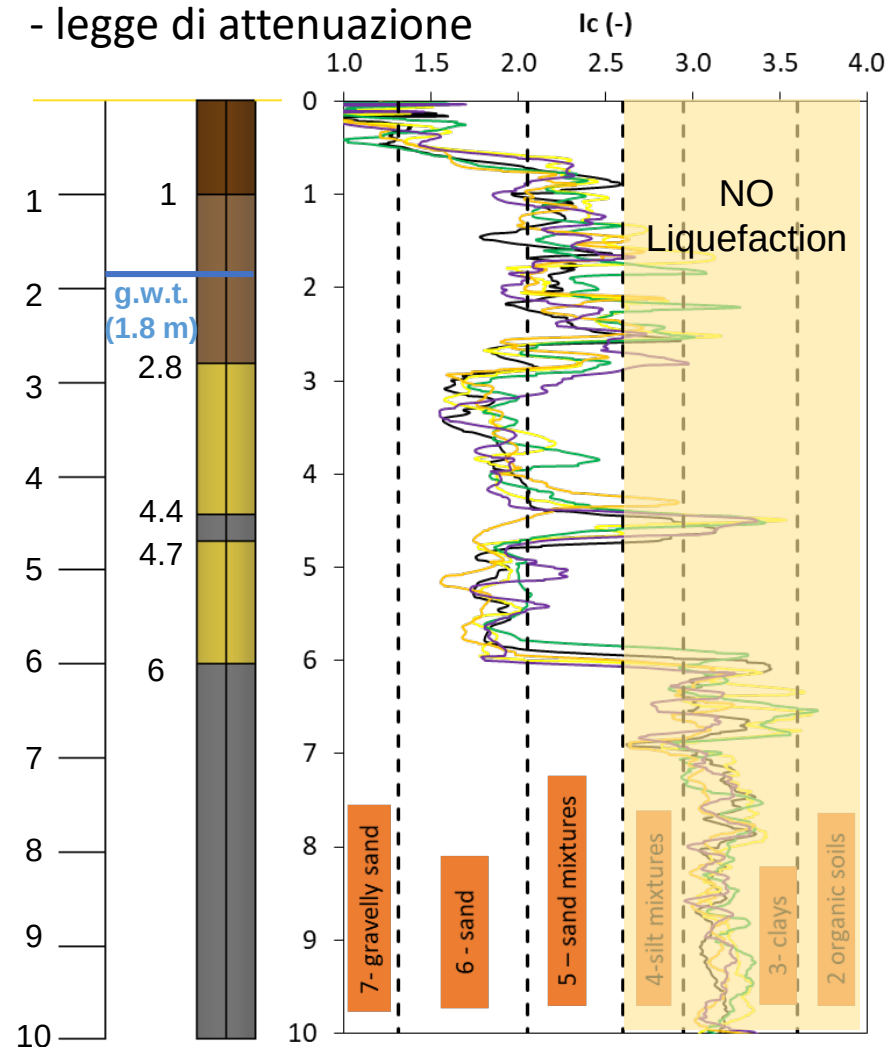
$M_w = 6.10$

$a_{max} = 0.27 \text{ g}$

ANALISI SEMPLIFICATA A LIQUEFAZIONE

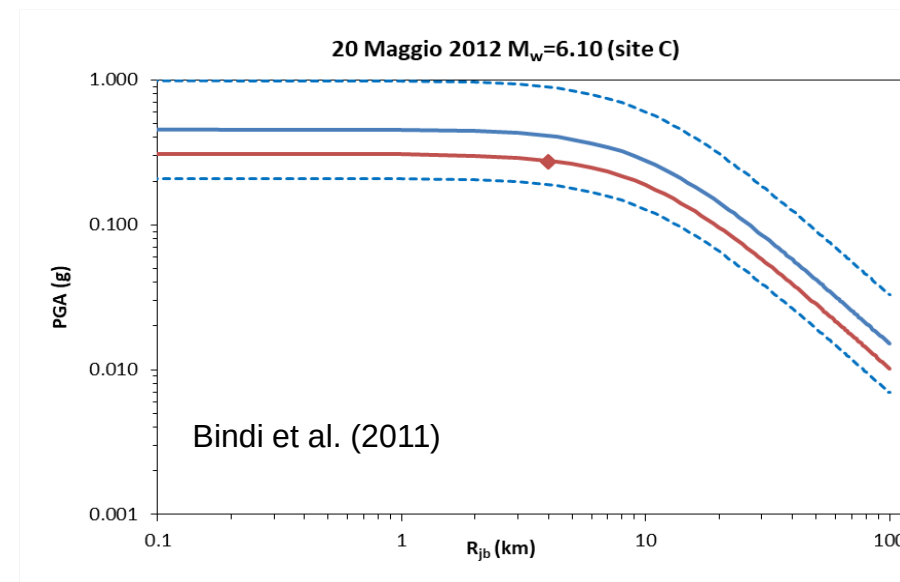
Scenario di verifica: 20.V.2012

- legge di attenuazione



CYCLIC STRESS RATIO (CSR)

Scenario di verifica:
20.V.2012



l'area in esame è stata caratterizzata da una sequenza ravvicinata di eventi, successivi alla scossa principale del 20 maggio 2012, che generato l'accumulo di sovrappressioni e quindi può essere considerato un unico evento di magnitudo equivalente maggiore considerando le 3 scosse principali



Eventi ravvicinati

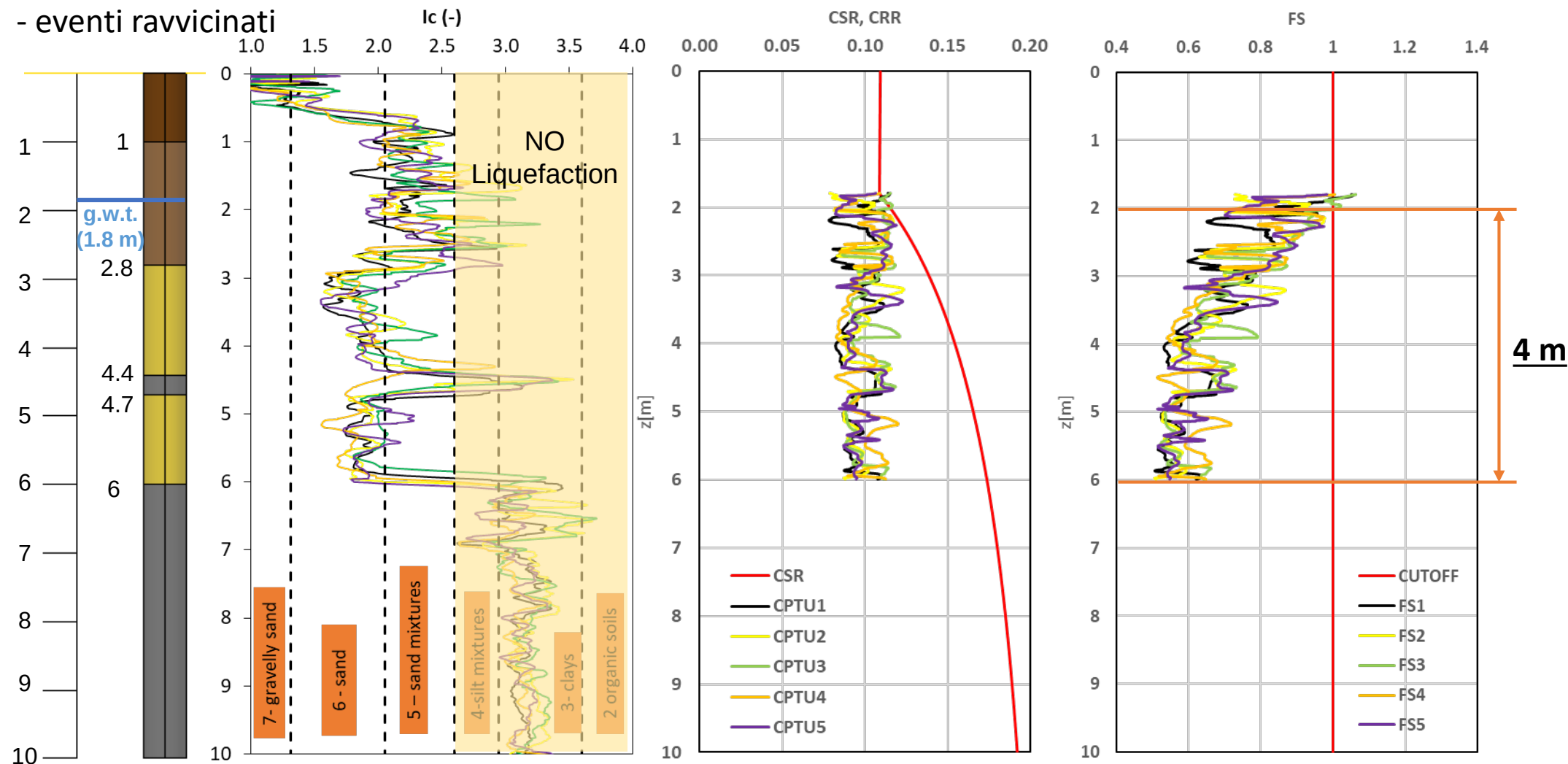
$$M_{eq} = 6.68$$

$$a_{max} = 0.27 \text{ g}$$

ANALISI SEMPLIFICATA A LIQUEFAZIONE

Scenario di verifica: 20.V.2012

- eventi ravvicinati



- INTERPRETAZIONE PROVE CPTU
- VERIFICA SEMPLIFICATA A LIQUEFAZIONE
- CALCOLO INDICATORI SINTETICI

INDICI DI LIQUEFAZIONE

LIQUEFACTION POTENTIAL INDEX
(LPI)

$$I_L = \int_0^{20} F_L(z) \cdot w(z) dz \quad \text{Iwasaki et al., 1982}$$

$$\begin{aligned} F_L &= 1 - F_S & \text{se } F_S \leq 1.0 \\ F_L &= 0 & \text{se } F_S > 1.0 \end{aligned} \quad \left(F_S = \frac{CRR}{CSR} \right)$$

$$w(z) = 10 - 0.5z = \begin{cases} 10 & \text{per } z = 0 \\ 0 & \text{per } z = 20m \end{cases}$$

LIQUEFACTION POTENTIAL INDEX
(LPI CORRECT)

$$\begin{aligned} F_L &= 1 - F_S & \text{se } F_S < 0.95 \\ F_L &= 2 \cdot (10^6) \cdot e^{(-18.427 F_S)} & \text{se } 0.95 < F_S < 1.2 \\ F_L &= 0 & \text{se } F_S \geq 1.2 \end{aligned}$$

$$w(z) = 10 - 0.5z = \begin{cases} 10 & \text{per } z = 0 \\ 0 & \text{per } z = 20m \end{cases}$$

Introduzione categoria rischio moderata

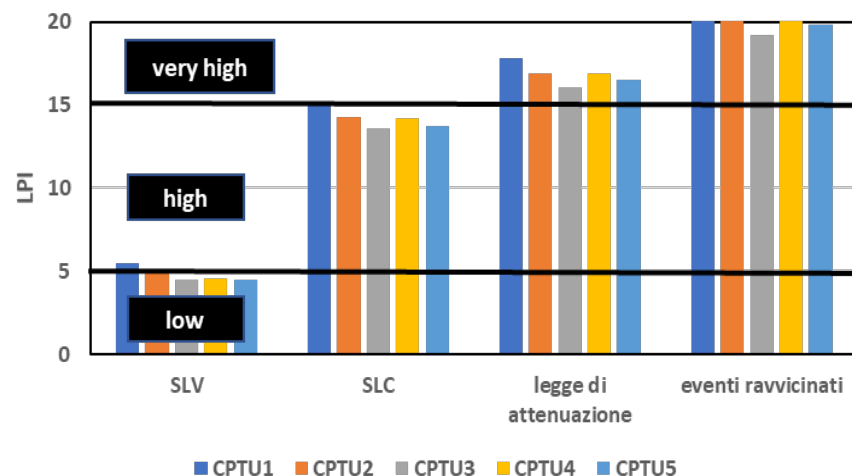
LIQUEFACTION SEVERITY INDEX
(LS)

$$L_S = \int_0^{20} P_L(z) (10 - 0.5z) dz \quad \text{Sonmez \& Gokceoglu, 2005}$$

$$P_L = \frac{1}{1 + (F_L/0.96)^{4.5}}$$

INDICI DI LIQUEFAZIONE

LPI (Iwasaki)

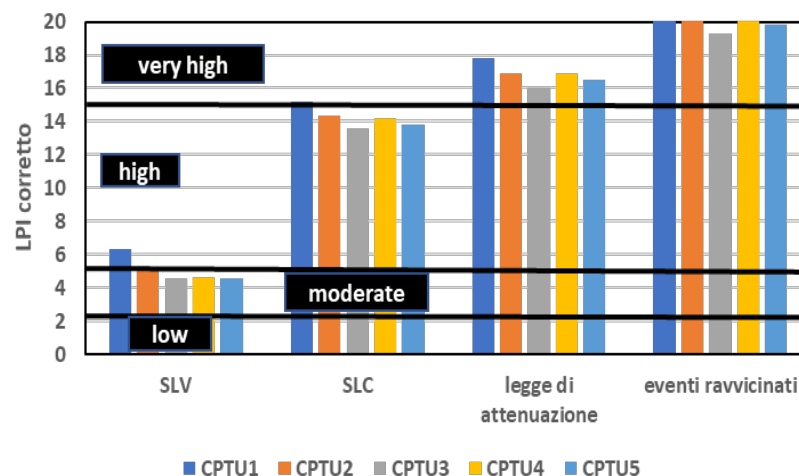


Liquefaction index (L_I)

Liquefaction potential

0	Very low
$0 < L_I \leq 5$	Low
$5 < L_I \leq 15$	High
$15 > L_I$	Very high

LPI (Iwasaki corretto)

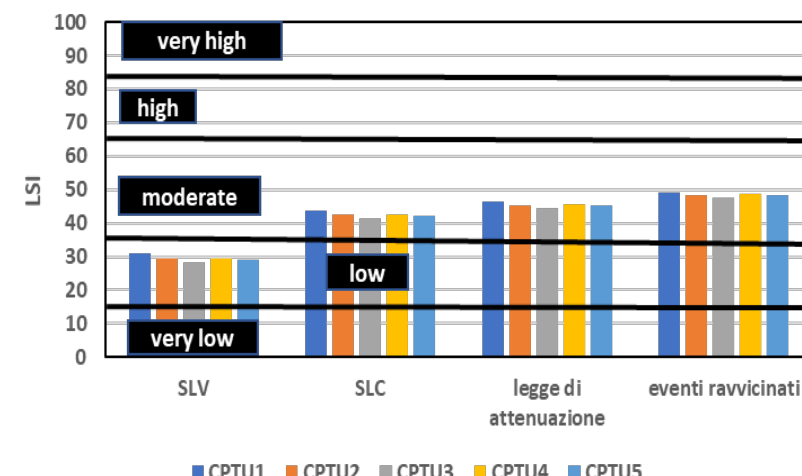


0

Non-liquefiable
(based on $F_L \geq 1.2$)

$0 < L_I \leq 2$	Low
$2 < L_I \leq 5$	Moderate
$5 < L_I \leq 15$	High
$15 > L_I$	Very high

LSI (Sonmez 2005)



L_S

Description

$85 \leq L_S < 100$	Very high
$65 \leq L_S < 85$	High
$35 \leq L_S < 65$	Moderate
$15 \leq L_S < 35$	Low
$0 < L_S < 15$	Very low
$L_S = 0$	Non-liquefied

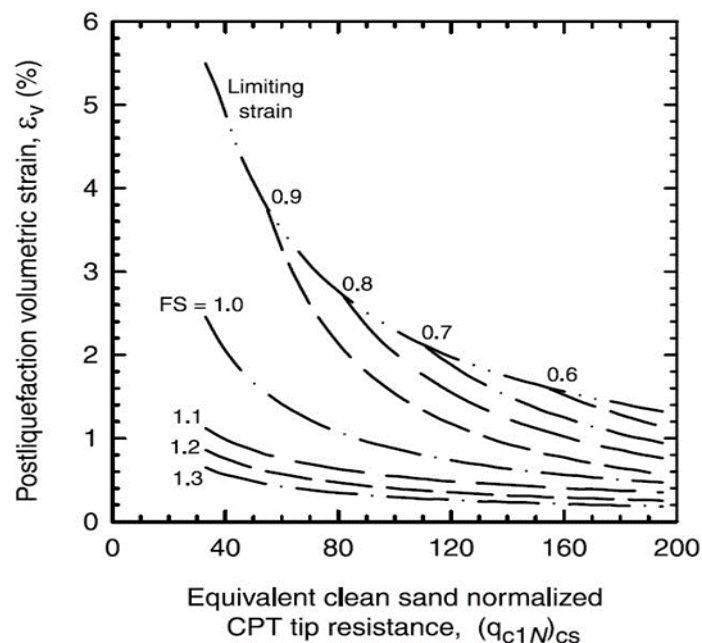
INDICI DI LIQUEFAZIONE

LIQUEFACTION SEVERITY NUMBER
(LSN)

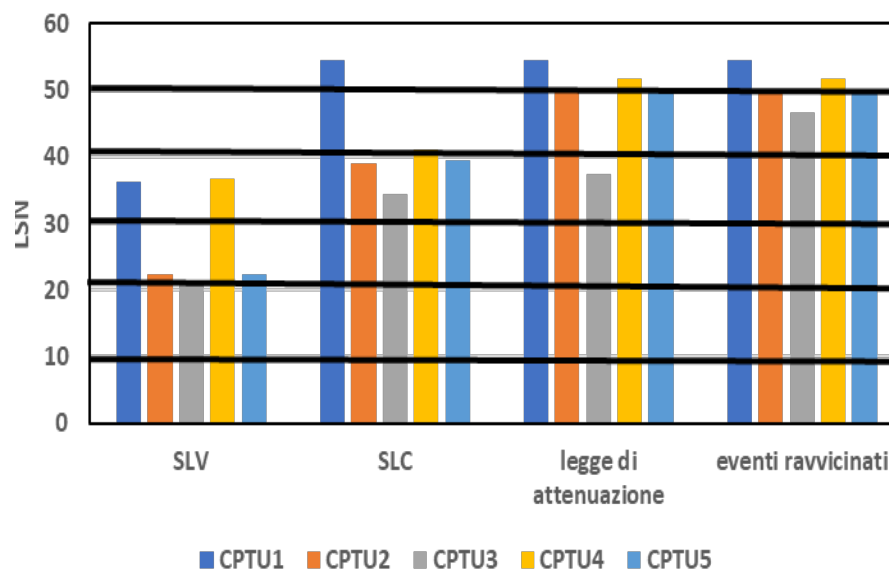
$$LSN = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz$$

Van Ballegooy et al., 2014

Zhang et al., 2002



LSN (Ballegoy 2014)



danni gravi e manifestazioni molto diffuse in superficie

da intense manifestazioni a danni alla superficie e gravi cedimenti

da moderate a intense manifestazioni e probabili cedimenti

da minime manifestazioni a presenza sand boils

minime manifestazioni

INDICI DI LIQUEFAZIONE

LIQUEFACTION POTENTIAL INDEX *Maurer, 2015*

OF
ISHIHARA
(LPI_{ISH})

$$LPI_{ish} = \int_{H_1}^{20m} F_{LPI_{ish}}(FS) \frac{25.56}{z} dz$$

$$F_{LPI_{ish}}(FS) = 1 - FS \quad \text{if} \quad FS \leq 1 \quad \text{and} \quad H_1 \cdot m(FS) \leq 3$$

$$F_{LPI_{ish}}(FS) = 0 \quad \text{if} \quad FS > 1 \quad \text{or} \quad H_1 \cdot m(FS) > 3$$

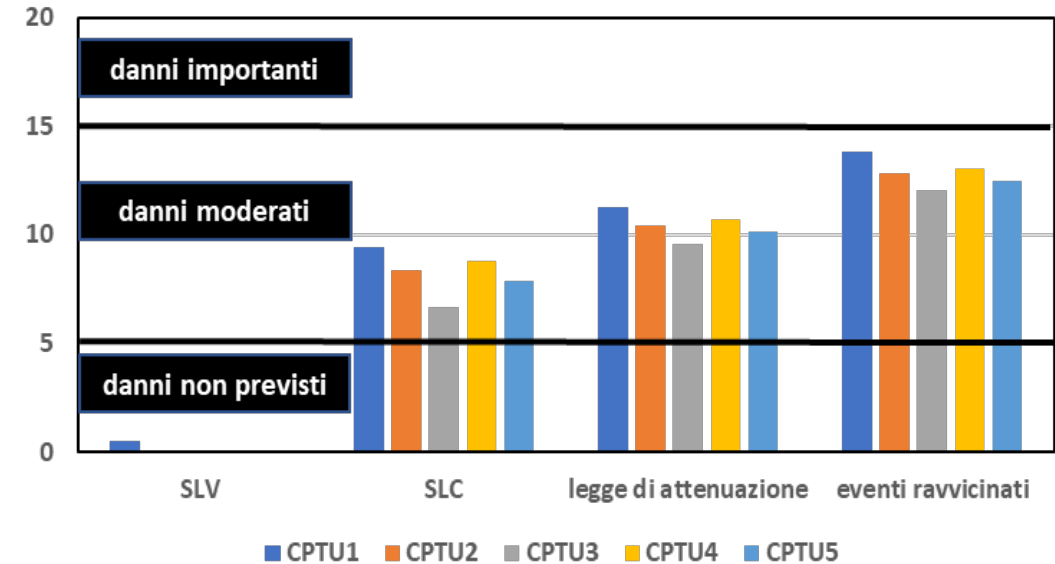
$$m(FS) = \exp \left\{ \frac{5}{25.56 \cdot (1 - FS)} \right\} - 1 \quad \text{if} \quad FS \leq 0.95$$

$$m(FS) = 100 \quad \text{if} \quad FS > 0.95$$

$$\left(F_s = \frac{CRR}{CSR} \right)$$

H1 spessore crosta non liquefatta presa a partire dalla profondità in cui $FS < 1$

LPI_{ish} (Maurer et al.2015a)



2,16-2,61-2,67-2,55-3,05-----1,98-1,80-2,60-1,85-1,84-----1,96-1,80-2,21-1,84-1,84-----1,86-1,80-1,87-1,81-1,80

LPI_{ish} < 5 = danni da liquefazione non previsti

5 < LPI_{ish} < 15 = danni da liquefazione moderati

LPI_{ish} > 15 = danni da liquefazione importanti

INDICI DI LIQUEFAZIONE

NEW LIQUEFACTION POTENTIAL INDEX

(I_{AM})

$$I_{AM} = \frac{1}{1 + z_{min}} \int_{z_{min}}^{z_{max}} r_u^2 dz$$

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

if $F_s \leq 1$ $r_u = 1$ liquefaction

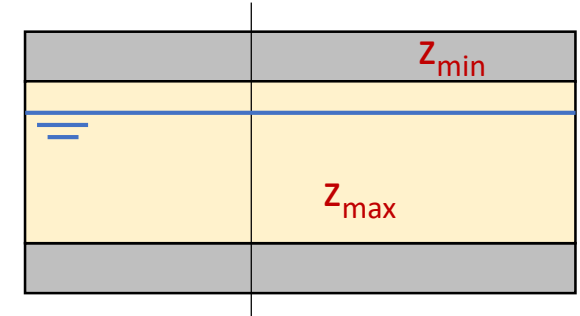
if $F_s > 1$ $r_u = (F_L)^{1/b}$

Iwasaki et al., 1984

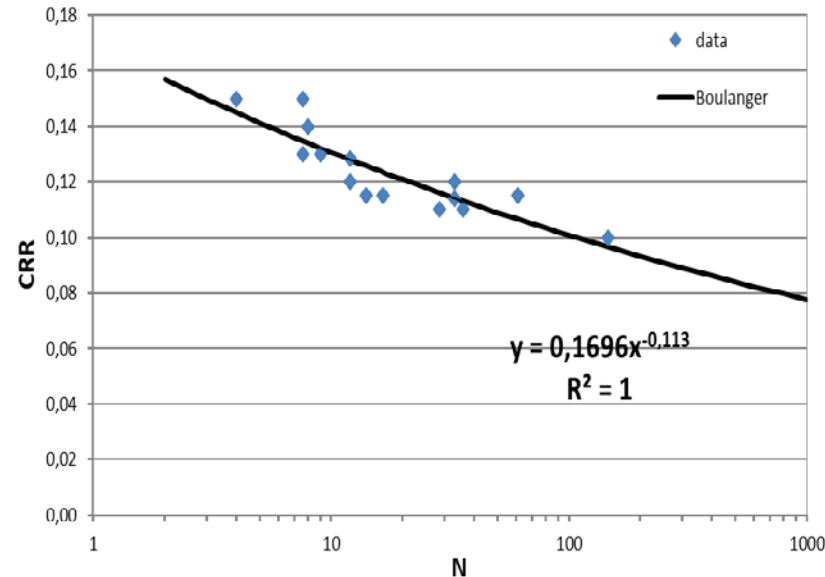
L'esponente b è una funzione della resistenza ciclica del suolo (ricavato da prove di laboratorio)

$b = -0,113$

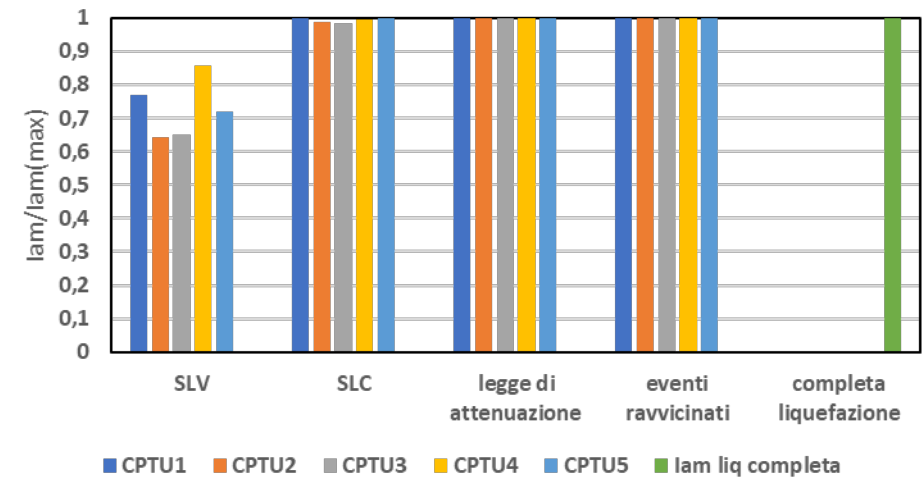
- z_{min} minima profondità dello strato liquefacibile (oppure livello di falda nel caso risulti profonda)
- z_{max} massima profondità dello strato liquefacibile più superficiale
- r_u eccesso della pressione dell'acqua nei pori



Curva di resistenza ciclica



I_{AM} adimensionalizzato



CONCLUSIONI

Interpretazione prove CPTU e parametri meccanici:

- terreno a grana grossa fino ai 6 m (**sabbia limosa/limo sabbioso**) con una lente di materiale fine tra 4.4 e 4.7 m (**argilla limosa**). Dai 6 m in poi il terreno risulta tutto a grana fine (**argilla limosa**).
- le correlazioni utilizzate risultano veritiere solo per alcuni parametri e sono **comparabili** con i risultati delle prove di laboratorio

Verifica semplificata a liquefazione:

- valuta la liquefazione **localmente** e permette di determinare lo spessore dello strato liquefatto
- **incremento dello spessore dello strato liquefatto** dallo scenario di progetto a quello di verifica

Indicatori sintetici del potenziale di liquefazione:

- valutano la liquefazione nel **volume di terreno** considerato
- **incremento del valore dell'indicatore** dallo scenario di progetto a quello di verifica
- **critica agli indicatori tradizionali**: dimostrano di non essere in grado di cogliere l'evidenza fisica osservata
- **nuovo indicatore (I_{am})**: risulta essere rappresentativo dell'evidenza fisica osservata ed è stato proposto per costruire delle curve di fragilità, cioè degli scenari di danno sull'edificato

GRAZIE
PER
L'ATTENZIONE