

## CONSIDERAZIONI SULLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE INDOTTA DA SISMA, SUI TERRENI DELLA BASSA PIANURA PADANA

Thomas Veronese<sup>1</sup>, Massimo Romagnoli<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Geologo, libero professionista

<sup>2</sup> Geologo, Laboratorio Elletipi S.r.l.

In anni relativamente recenti, dopo l'emanazione dell'Eurocodice 8, ed i suoi recepimenti nazionali e regionali come l'OPCM 3274, le NTC 2005, le NTC 2008 e gli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", viene prescritta, a complemento della progettazione di nuove opere, o del loro adeguamento, anche una valutazione del rischio di liquefazione dei terreni su cui insistono le stesse opere.

La possibilità di insorgenza di fenomeni di liquefazione è guidata dalla presenza contemporanea dei seguenti fattori scatenanti e predisponenti:

- ✓ Presenza di falda entro i primi 15 metri di terreno;
- ✓ Terremoti di magnitudo > 5.0;
- ✓ Accelerazione del suolo > 0.1 g;
- ✓ Presenza di terreni sabbioso limosi con determinate caratteristiche granulometriche.

Considerando che sul territorio della regione i primi tre fattori sono quasi sempre presenti nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, la discriminante principale è la presenza o meno di depositi sabbiosi con idonee caratteristiche granulometriche e di addensamento. L'individuazione e la valutazione di detti depositi sabbiosi può essere svolta sia con l'esecuzione di sondaggi geognostici, che con l'esecuzione di prove penetrometriche.

La questione centrale della valutazione del rischio di liquefazione è il passaggio da una stima qualitativa sulla possibilità di insorgenza della liquefazione, ad una sua definizione quantitativa.

Lo strumento attualmente più utilizzato per la valutazione quantitativa del rischio connesso con la manifestazione di fenomeni di liquefazione, è l'Indice del Potenziale di Liquefazione "LPI" proposto da Iwasaki (1978).

L'indice assume che la l'entità della liquefazione sia proporzionale ai seguenti fattori:

- 1) spessore dello strato liquefacibile;
- 2) prossimità dello strato liquefacibile alla superficie;
- 3) carenza dall'unità del fattore di sicurezza (FS), dove FS è il rapporto tra la resistenza alla liquefazione del terreno indagato (CRR) rispetto alla tensione deformativa imposta dal sisma di progetto (CSR).

E' calcolato con la seguente relazione:

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

Dove:

$F = 1 - FS$  per  $FS \leq 1$ , e

$F = 0$  per  $FS > 1$ , e

$w(z) = 10 - 0.5 z$ , dove  $z$  è la profondità in metri.

I valori di LPI possono variare da 0 per un sito privo di rischio di liquefazione, a 100 per un sito in cui il fattore di sicurezza è zero per tutti i 20 metri di spessore presi in esame.

La determinazione del rischio alla liquefazione è quindi legata alla determinazione del Fattore di Sicurezza, cioè del rapporto:

$$FS_{liq} = CRR/CSR * MSF$$

Dove:

CRR = Cyclic Resistance Ratio (Rapporto di Resistenza Ciclica), ovvero la grandezza che definisce la resistenza dell'elemento di terreno esaminato, a resistere alla sollecitazione sismica che tende ad innescare la liquefazione.

CSR = Cyclic Strss Ratio (Rapporto di Sforzo Ciclico), ovvero la grandezza che definisce lo sforzo deformativi sismico applicato all'elemento di terreno esaminato, e che tende ad innescare la liquefazione.

MSF = Magnitudo Scaling Factor (Fattore di Scala della Magnitudo), fattore riduttivo del CSR, che normalizza la sollecitazione sismica a terremoti di magnitudo 7.5, per i quali originariamente, sono stati messi a punto i sistemi di stima del fattore di sicurezza alla liquefazione da Seed e Idriss (1982).

Tralasciando le valutazioni su CSR ed MSF, che per lo più sono legate ad indicazioni già contenute nelle normative tecniche di riferimento, l'interpretazione delle prove in sito è volta alla determinazione del CRR.

Il metodo più diretto per determinare il CRR è quello di prelevare e testare in laboratorio dei campioni indisturbati di terreno. Questa metodologia però presenta diversi svantaggi, dovuti soprattutto all'alto costo necessario per il prelievo di campioni indisturbati nei materiali non coesivi (che sono proprio quelli soggetti a liquefazione), alla relativa imprecisione nel ricostituire il provino in laboratorio e riprodurre correttamente gli stati tensionali presenti in sito quando si utilizzano campioni rimaneggiati, ed alla inevitabile discontinuità del dato di laboratorio. La strada della valutazione del CRR utilizzando i dati di laboratorio è quindi poco praticabile, se non per progetti di particolare importanza (R.B. Seed et al 2003).

Le metodiche di valutazione del CRR da prove in sito sono di maggiore applicabilità, e presentano l'indiscutibile vantaggio di potere avere una stima continua o quasi continua della verticale indagata, da 20 metri di profondità a piano campagna. Tra le più utilizzate nel nostro territorio ci sono quelle ricavate da prove SPT, da prove CPT e da valutazioni basate sulla  $V_s$ .

La tabella sottostante ripresa da Youd e Idriss (1996) ne confronta le caratteristiche.

CARATTERISTICA	TIPO PROVA		
	SPT	CPT	Vs
DATI STORICI	Abbondanti	Abbondanti	Limitati (1996)
CONDIZIONI TENSIO- DEFORMATIVE	Parzialmente drenato con grandi deformazioni	Drenato con grandi deformazioni	Piccole deformazioni
QUALITÀ, PRECISIONE E RIPETIBILITÀ	Da scarsa a buona	Molto Buona	Buona
SENSIBILITÀ ALLA LITOLOGICA VARIABILITÀ	Buona per prove ravvicinate (comunque > 50 cm)	Molto Buona	Discreta
LIMITAZIONI LITOLOGICHE	Terreni medio fini (non ghiaiosi)	Terreni medio fini (non ghiaiosi)	Tutti
POSSIBILITÀ DI CAMPIONI PRELIEVO	Si	No	No

I terreni della bassa e media pianura sono particolarmente adatti ad essere indagati con la prova CPT, ed infatti questa, per la sua velocità di esecuzione, la sua economicità ed affidabilità, è la prova maggiormente impiegata nella progettazione geotecnica.

La prova CPT ha il grande vantaggio di fornire un profilo del terreno attraversato pressoché continuo, con passo di misura che può variare da 1 a 20 cm. I dati misurati nella prova CPT sono molto più affidabili e ripetibili rispetto alle alte metodologie di indagine.

La capacità di definizione e caratterizzazione stratigrafica della prova CPT quindi, la rende anche particolarmente indicata ed efficace per la realizzazione di profili di resistenza alla liquefazione dei terreni attraversati.

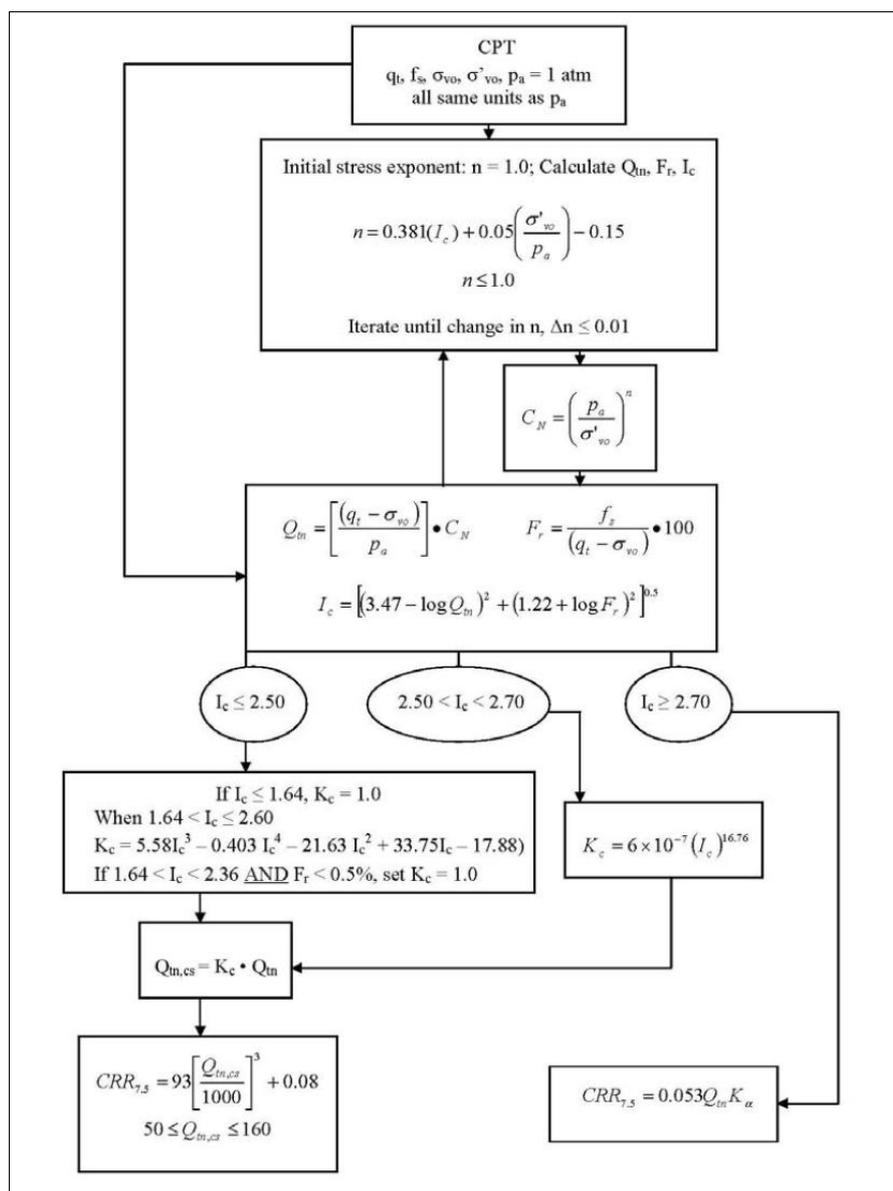
Molti autori hanno proposto correlazioni per la stima del CRR da prove CPT, sia trasformando le resistenze della CPT ( $q_c$ ) in equivalente N SPT, sia utilizzando direttamente i parametri della penetrometria statica. Quest'ultima opzione è stata particolarmente sviluppata negli ultimi anni, partendo dal lavoro di Robertson e Wride (1997).

La valutazione della resistenza alla liquefazione si basa sul calcolo del "soil behaviour type index"  $I_c$ , che è funzione della resistenza alla punta  $q_c$  e dell'attrito laterale  $f_s$ .

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

Dove:  $Q = [(q_c - \sigma_{v0})/P_a][P_a / \sigma'_{v0}]^n$  e  $F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] \times 100\%$

In mancanza della possibilità di osservare direttamente le granulometria dei terreni attraversati, la percentuale di terreni fini viene stimata attraverso la correzione della resistenza alla punta con il coefficiente  $K_c$ . Detto coefficiente viene calcolato in funzione del Soil Behaviour Type Index.

Fig. 1 – Diagramma di flusso per il calcolo del CRR<sub>7.5</sub> (P. K. Robertson e K.L. Cabal - 2012).

Il diagramma di flusso sopra riportato, mostra la procedura completa per la valutazione del CRR, in cui si vede come i fattori che influenzano questa grandezza sono la  $q_c$ , la  $f_s$ , gli stati tensionali nel terreno ed in misura minore ed indiretta la  $U$ .

Il particolare l'attrito laterale viene utilizzato per la indicizzazione del tipo di terreno  $I_c$ , che ne definisce la litologia o, più correttamente, il comportamento (SBT). È infatti ormai accertato, che la presenza di materiali fini (limi e argille) inibisce lo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali che, durante il sisma, possono portare a liquefazione i terreni.

Fondamentale quindi, nello sviluppo della valutazione della resistenza ciclica dei terreni proposta da Robertson, è anche la determinazione del cosiddetto attrito laterale, che nella prova penetrometrica statica è, in rapporto alla resistenza alla punta, direttamente proporzionale alla coesione dei terreni incontrati, cioè alla loro contenuto in fini.

Come si può notare dalle grandezze indicate nel suddetto diagramma di flusso, questo è stato realizzato, calibrato e messo a punto, utilizzando dati ricavati da prove eseguite con piezocono, o quantomeno con punta elettrica.

L'applicazione del procedimento di Robertson a dati ricavati eseguendo prove con punta meccanica, porta, a meno di introdurre appositi correttivi nel calcolo, a stime di presenza di materiali fini eccessivamente alte, e conseguentemente a sottostimare la suscettibilità a liquefazione dei terreni incontrati.

L'illustrazione sotto riportata indica come sia alta la variabilità del rapporto tra attrito laterale della punta elettrica rispetto a quella meccanica, anche in considerazione delle differenti tipologie geometriche presenti in commercio di quest'ultima.

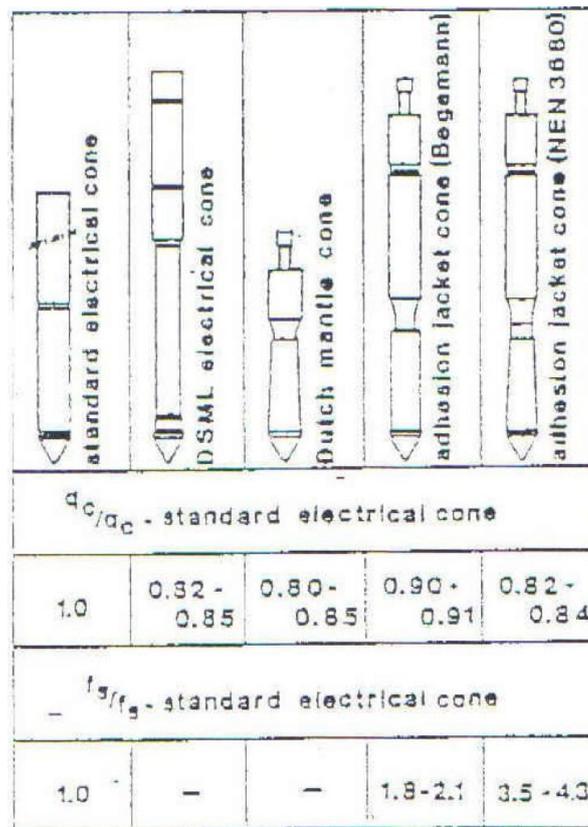


Fig. 2 – Rapporti di resistenza tra vari tipo di punte CPT (Smits F.P. - 1982)

In questo lavoro si vuole evidenziare quantitativamente l'errore a cui si può andare incontro utilizzando dati di input da CPT a punta meccanica in procedure di calcolo che valutano il rischio della liquefazione da dati di CPTU.

Sono state confrontate sette coppie di prove penetrometriche statiche, costituite ognuna da una penetrometria a punta meccanica e da una penetrometria a punta elettrica con piezocono.

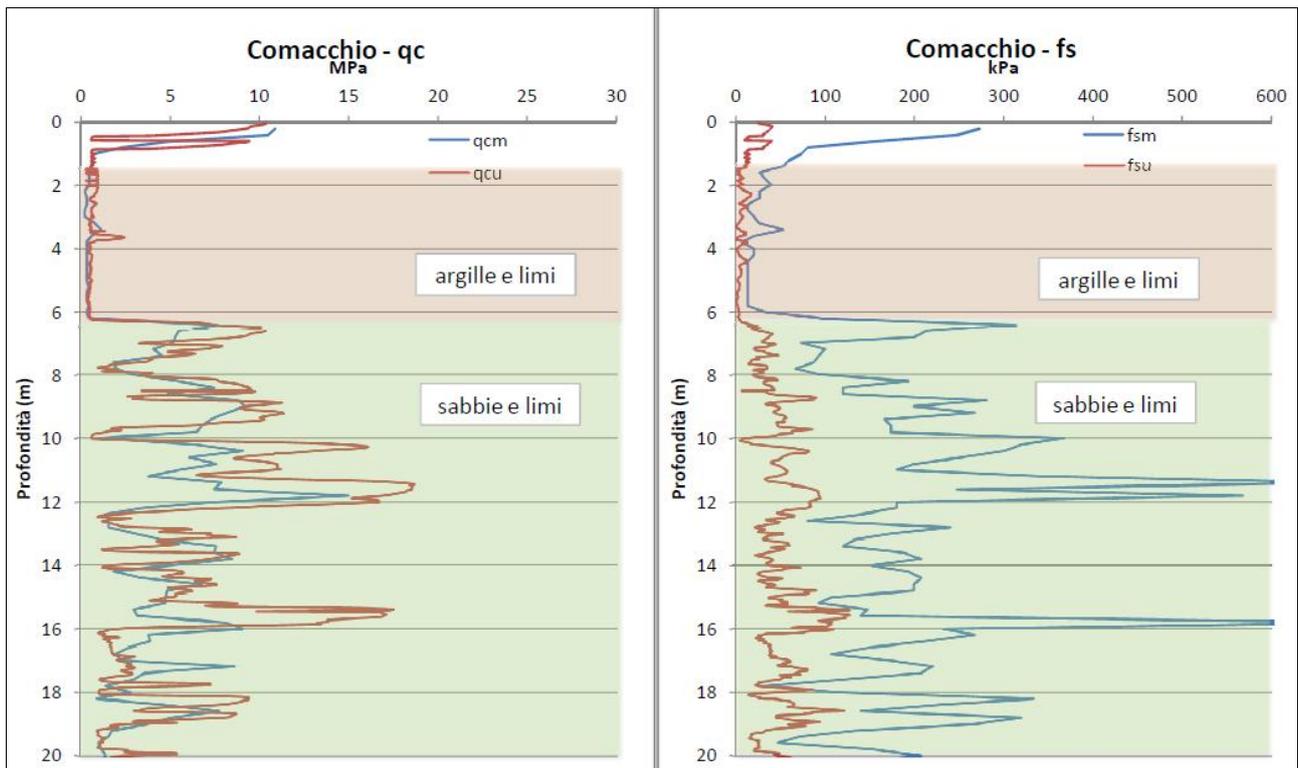
Le coppie di penetrometrie sono state eseguite a distanza di pochi metri l'una dall'altra (< 10 metri), quindi molto prossime, e tali da considerare non significative le possibili variazioni litologiche laterali.

Si tratta di 7 cantieri distribuiti in varie zone del ferrarese, di cui due in area di cratere per il sisma del 20 maggio 2012, dove si è verificato diffusamente il fenomeno della liquefazione (caso 6 e caso 7).

Le coppie di prove sono state messe a confronto sia nei valori di  $q_c$  che nei valori di  $f_s$ . Dove  $q_{cm}$  e  $f_{sm}$  sono la resistenza alla punta e la resistenza all'attrito laterale misurati con la punta meccanica, e  $q_{cu}$  e  $f_{su}$  sono la resistenza alla punta e la resistenza all'attrito laterale misurati con la punta elettrica.

Si sono poi eseguite le analisi sul rischio alla liquefazione utilizzando un software commerciale che applica la procedura di Robertson, ed è stato calcolato per ogni caso (CPT e CPTU) il valore dell'indice di potenziale di liquefazione. Per rendere maggiormente confrontabili i risultati, ogni deposito investigato con le coppie di CPT e CPTU è stato sollecitato alle stesse condizioni sismiche, ovvero  $M=6.14$ ,  $a_g=0,26g$  e la falda freatica è stata posta a -2 metri dal p.c., a prescindere dalla ubicazione del cantiere.

CASO 1 - Sito di Comacchio (FE) – Centro Storico, ambiente vallivo su depositi costieri

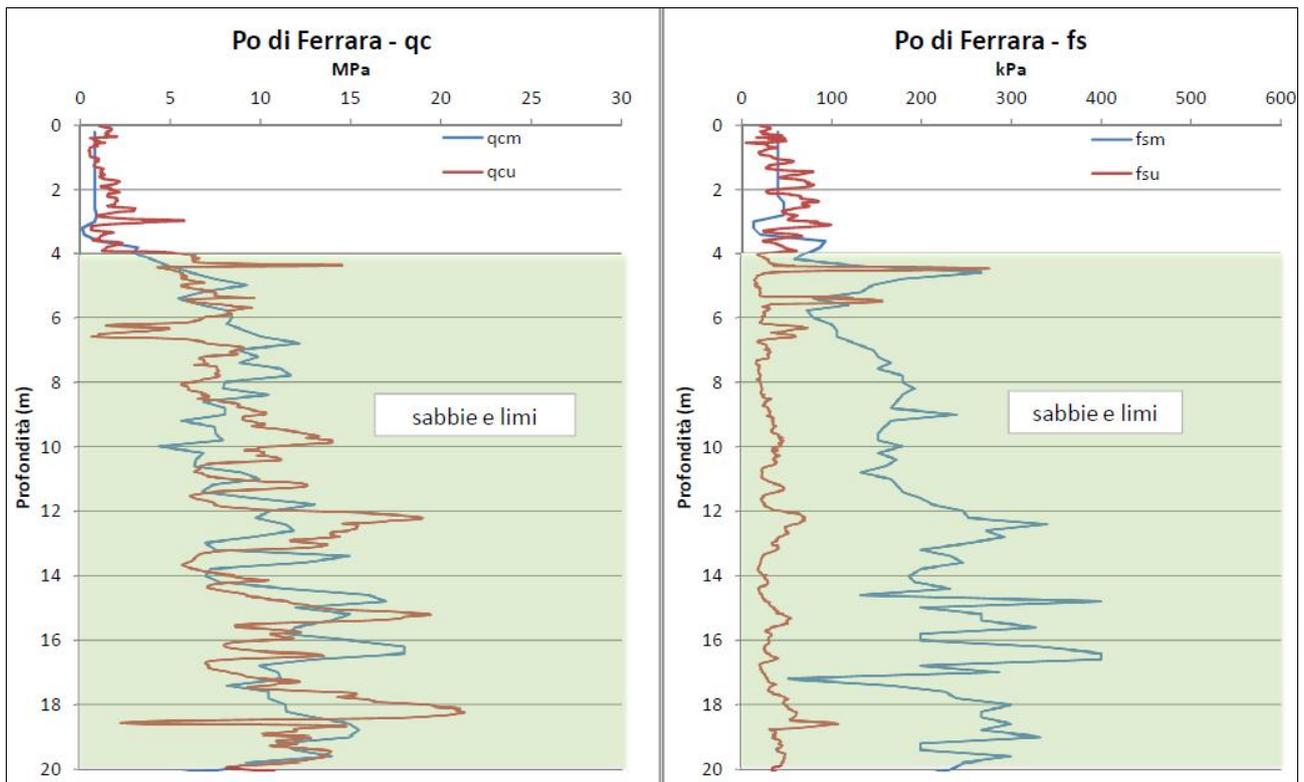


CPTm punta NEN3680

<b>ARGILLE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	2.20	2.20	1.86	1.86
Lim. Inf. (m)	5.80	5.80	6.22	6.22
Media Dati	0.43	16.56	0.60	5.74
Dev. Stand	0.12	5.90	0.14	3.68
N° Dati	18	18	206	206
Rapporto qcm/qcu	<b>0.71</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>2.88</b>			

<b>SABBIE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	6.40	6.40	6.28	6.28
Lim. Inf. (m)	19.00	19.00	19.00	19.00
Media Dati	5.19	207.91	6.86	50.62
Dev. Stand	2.70	125.38	4.66	24.20
N° Dati	64	64	637	637
Rapporto qcm/qcu	<b>0.76</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>4.11</b>			

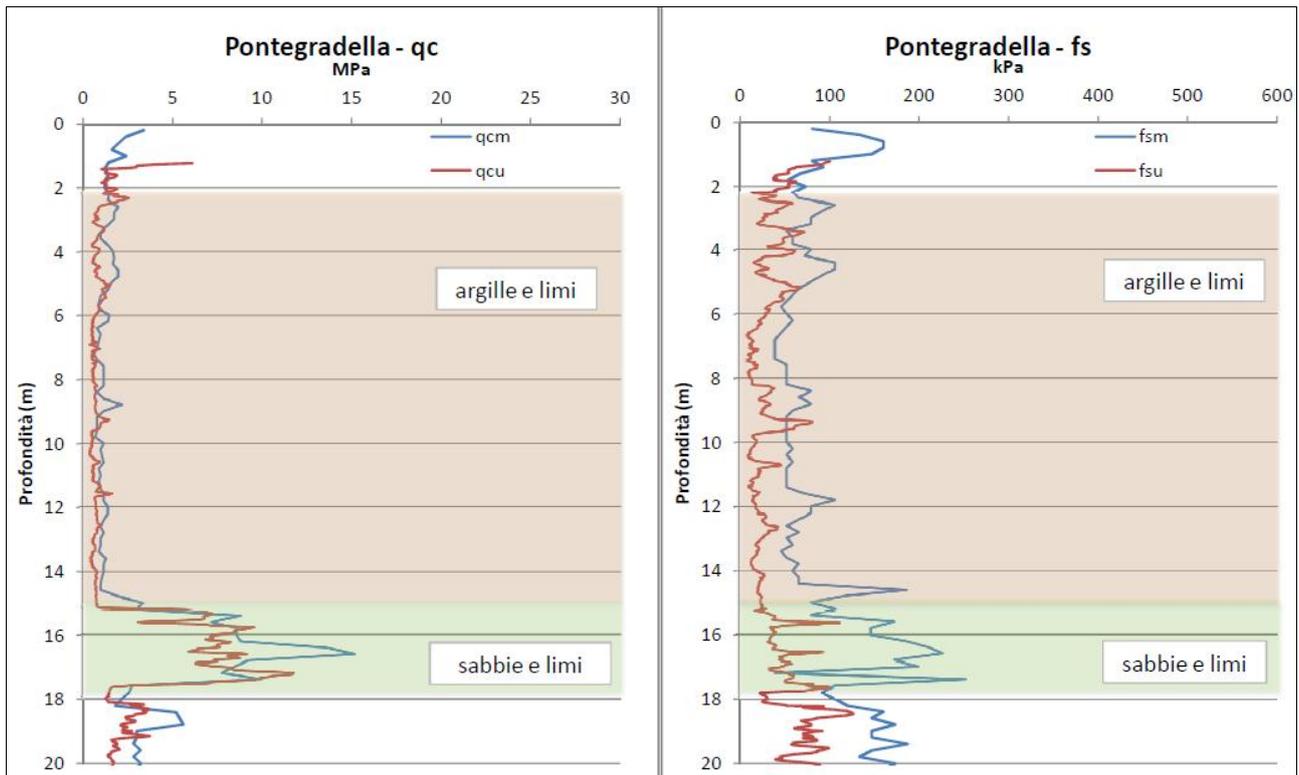
CASO 2 – Ferrara, paleoalveo del Po di Ferrara



CPTm punta NEN3680

<b>SABBIE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	3.80	3.80	3.94	3.94
Lim. Inf. (m)	20.00	20.00	20.00	20.00
Media Dati	9.88	201.70	9.79	38.11
Dev. Stand	3.32	77.87	3.81	24.82
N° Dati	82	82	804	804
Rapporto qcm/qcu	<b>1.01</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>5.29</b>			

CASO 3 - Ferrara – Pontegradella, piana alluvionale distale

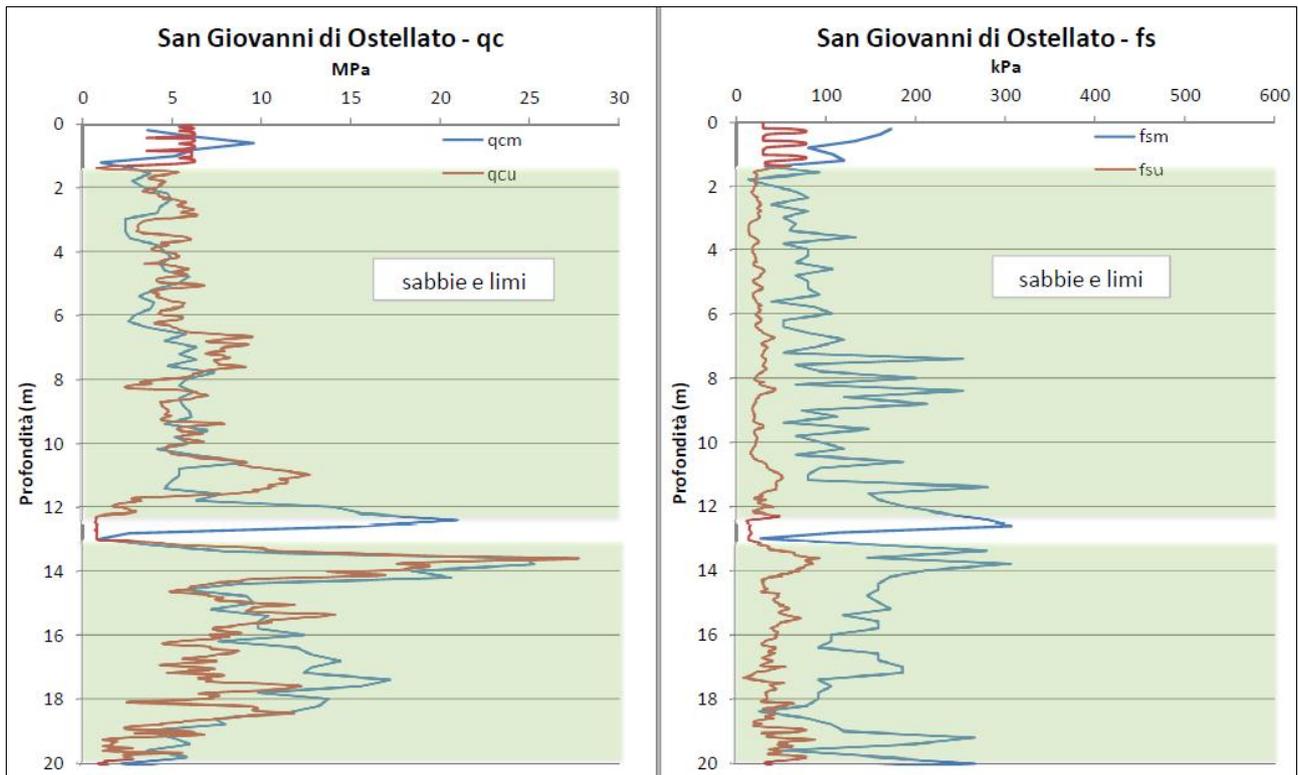


CPTm Punta Begemann

<b>ARGILLE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	1.20	1.20	1.40	1.40
Lim. Inf. (m)	14.80	14.80	15.12	15.12
Media Dati	1.22	67.00	0.82	29.45
Dev. Stand	0.36	23.07	0.33	15.22
N° Dati	69	69	687	687
Rapporto qcm/qcu	<b>1.50</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>2.28</b>			

<b>SABBIE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	15.00	15.00	15.18	15.18
Lim. Inf. (m)	17.60	17.60	17.58	17.58
Media Dati	8.24	152.43	7.72	47.32
Dev. Stand	3.55	62.61	1.65	16.31
N° Dati	14	14	121	121
Rapporto qcm/qcu	<b>1.07</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>3.22</b>			

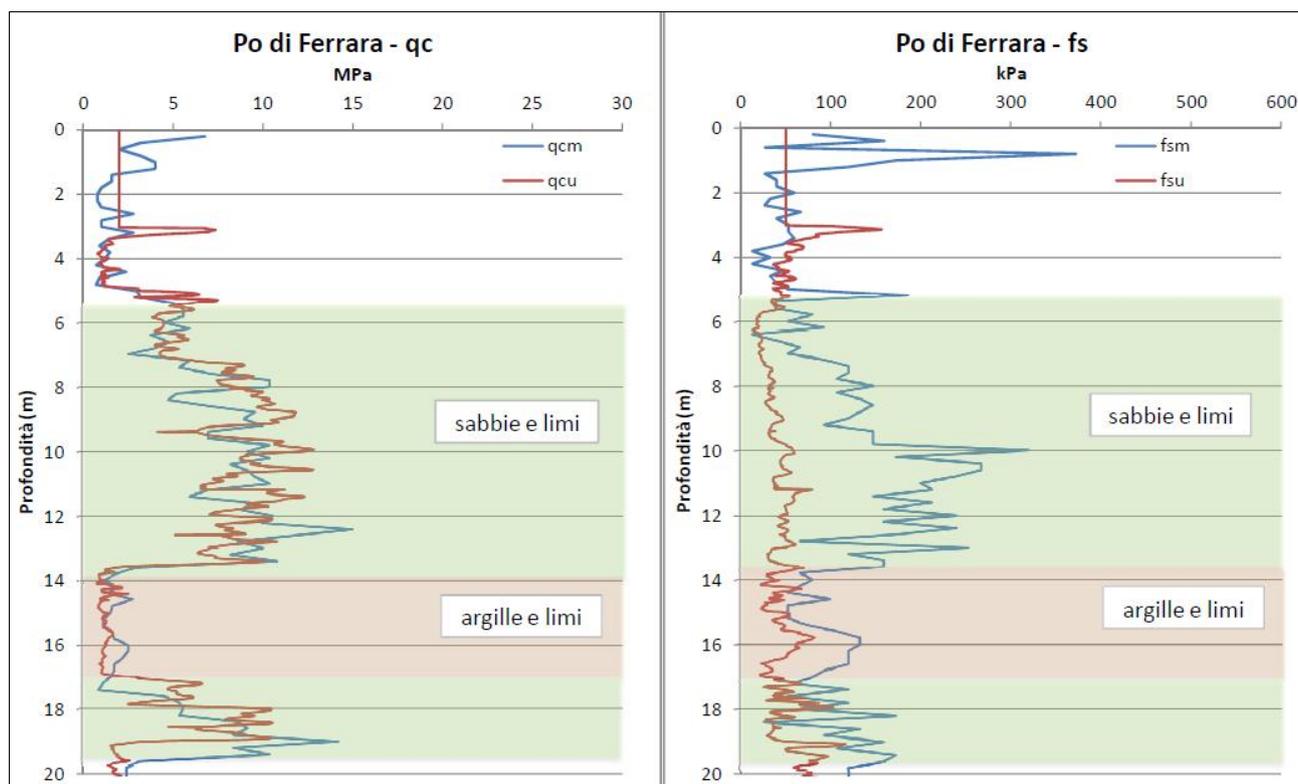
CASO 4 - San Giovanni di Ostellato, paleo alveo Padoa-Eridanus



CPTm Punta Begemann

<b>SABBIE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	1.60	1.60	1.48	1.48
Lim. Inf. (m)	19.80	19.80	20.00	20.00
Media Dati	7.75	123.71	6.72	33.82
Dev. Stand	4.99	68.03	3.66	15.05
N° Dati	90	90	884	884
Rapporto qcm/qcu	<b>1.15</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>3.66</b>			

CASO 5 - Ferrara bis Paleoalveo Po di Ferrara

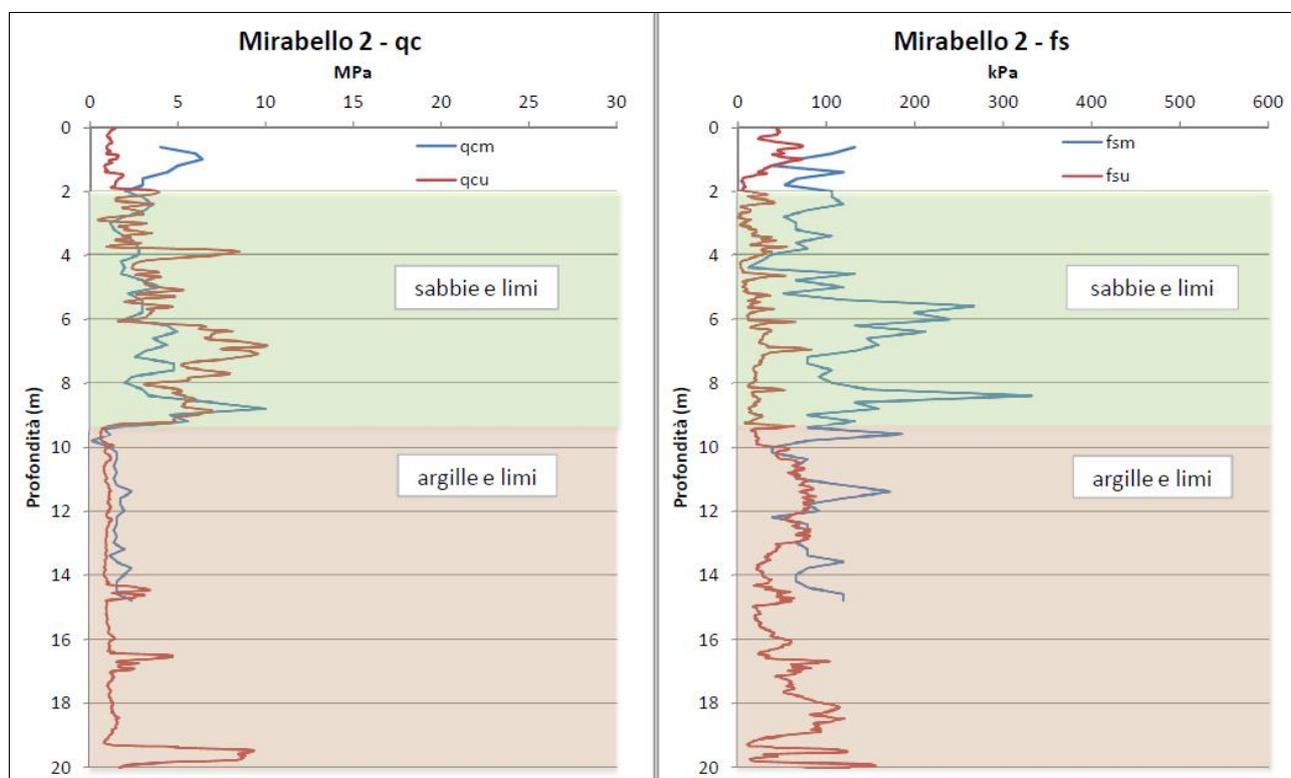


CPTm Punta Begemann

<b>SABBIE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	5.00	5.00	4.92	4.92
Lim. Inf. (m)	19.60	19.60	20.00	20.00
Media Dati	6.09	124.38	7.28	41.36
Dev. Stand	3.57	64.27	2.63	13.63
N° Dati	74	74	756	756
Rapporto qcm/qcu	<b>0.84</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>3.01</b>			

<b>ARGILLE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	13.80	13.80	13.58	13.58
Lim. Inf. (m)	17.40	17.40	16.98	16.98
Media Dati	1.74	88.68	1.30	45.82
Dev. Stand	0.52	29.43	0.31	15.33
N° Dati	19	19	171	171
Rapporto qcm/qcu	<b>1.34</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>1.94</b>			

CASO 6 - Mirabello, paleo alveo fiume Reno

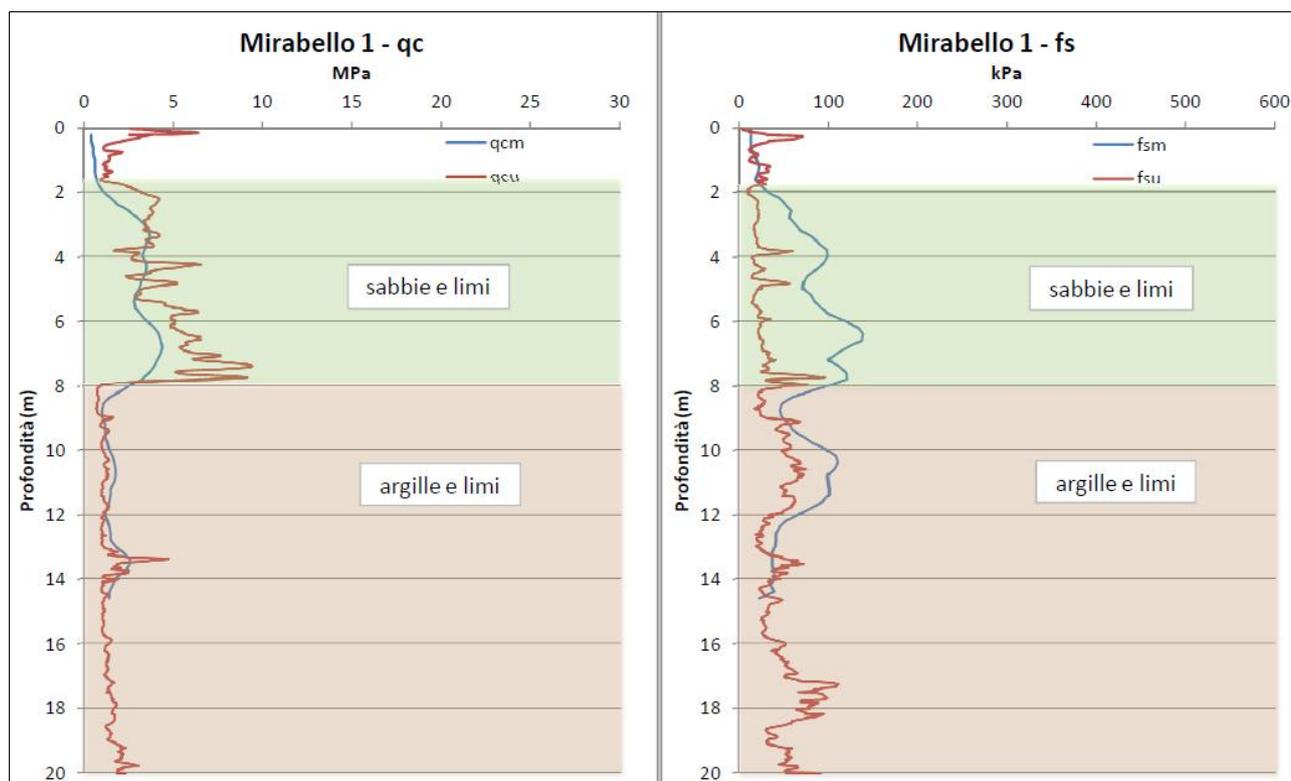


CPTm Punta NEN 3680

<b>SABBIE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	2.20	2.20	2.36	2.36
Lim. Inf. (m)	9.20	9.20	9.26	9.26
Media Dati	3.37	118.53	4.67	22.13
Dev. Stand	1.70	67.18	2.23	12.96
N° Dati	36	36	346	346
Rapporto qcm/qcu	<b>0.72</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>5.36</b>			

<b>ARGILLE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	9.40	9.40	9.28	9.28
Lim. Inf. (m)	14.80	14.80	20.00	20.00
Media Dati	1.59	87.68	1.59	56.60
Dev. Stand	0.46	34.66	1.56	26.90
N° Dati	28	28	537	537
Rapporto qcm/qcu	<b>1.00</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>1.55</b>			

CASO 7 - Mirabello, paleo alveo fiume Reno



CPTm Punta NEN 3680

<b>SABBIE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	2.60	2.60	1.88	1.88
Lim. Inf. (m)	8.00	8.00	7.88	7.88
Media Dati	3.46	96.50	4.61	25.47
Dev. Stand	0.51	23.39	1.59	12.03
N° Dati	28	28	301	301
Rapporto qcm/qcu	<b>0.75</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>3.79</b>			

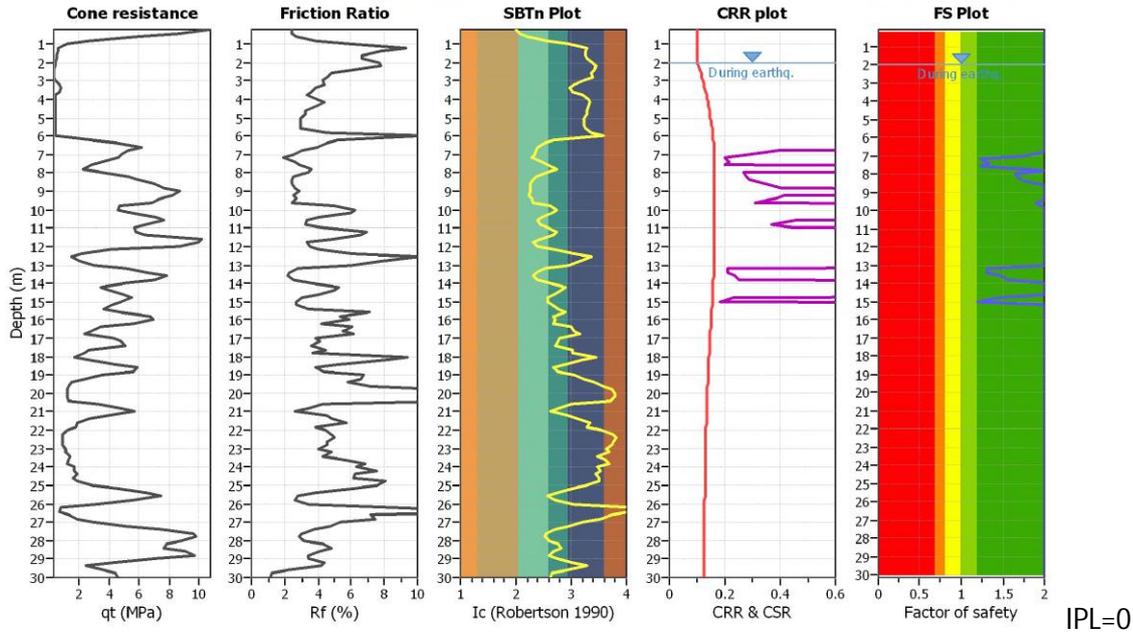
<b>ARGILLE</b>	qcm	fsm	qcu	fsu
Lim. Sup. (m)	8.20	8.20	7.90	7.90
Lim. Inf. (m)	14.60	14.60	14.60	14.60
Media Dati	1.56	64.80	1.23	43.68
Dev. Stand	0.39	27.17	0.53	15.75
N° Dati	33	33	336	336
Rapporto qcm/qcu	<b>1.27</b>			
Rapporto fsm/fsu	<b>1.48</b>			

## ANALISI DELLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE E COMPARAZIONE RISULTATI

### CASO 1 – COMACCHIO CPT

#### Input parameters and analysis data

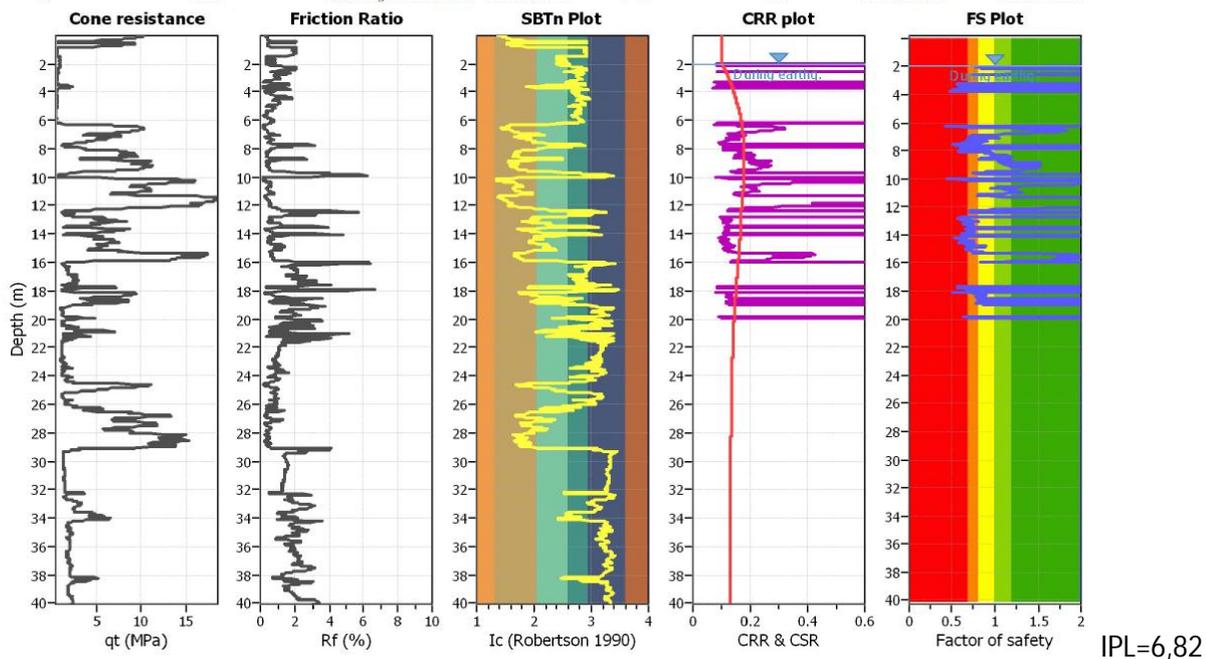
Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



### CASO 1 – COMACCHIO CPTU

#### Input parameters and analysis data

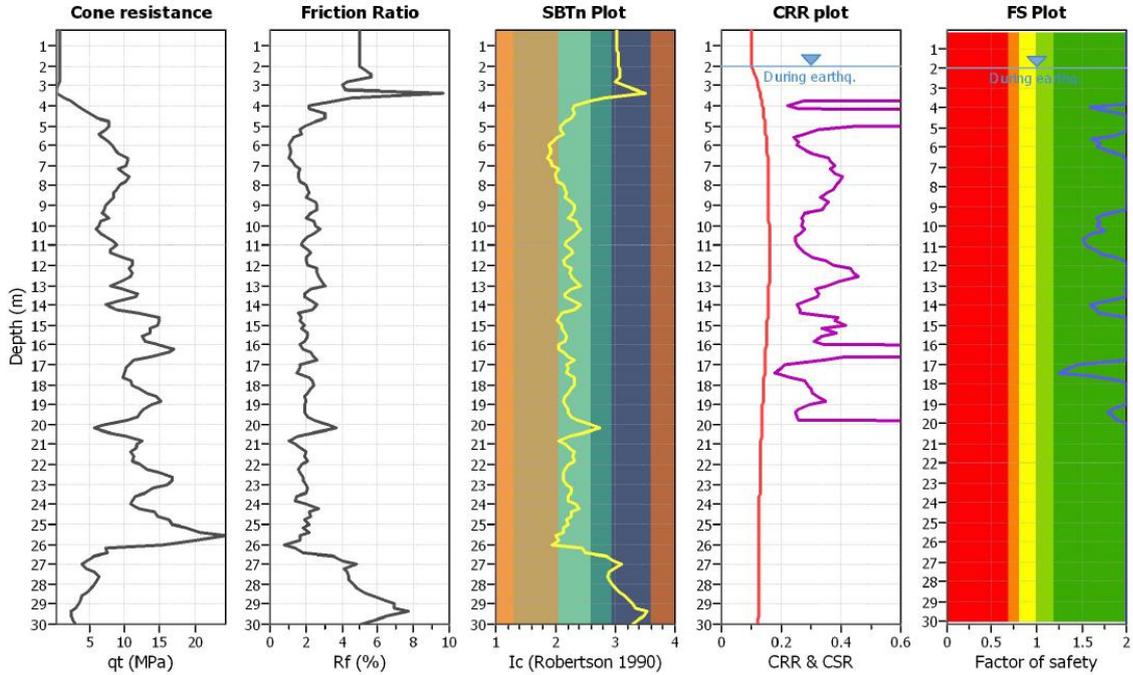
Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



CASO 2 – FERRARA PALEOALVEO PO DI FERRARA CPT

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_v$ applied:	Yes	MSF method:	Method based

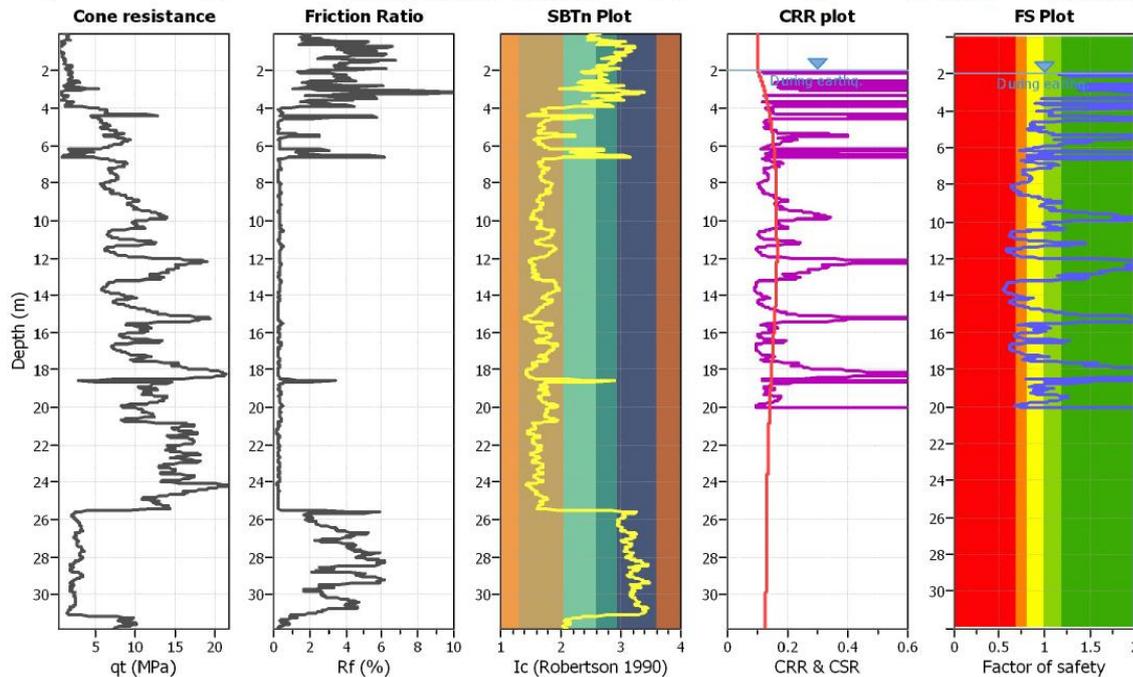


IPL=0

CASO 2 – FERRARA PALEOALVEO PO DI FERRARA CPTU

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_v$ applied:	Yes	MSF method:	Method based

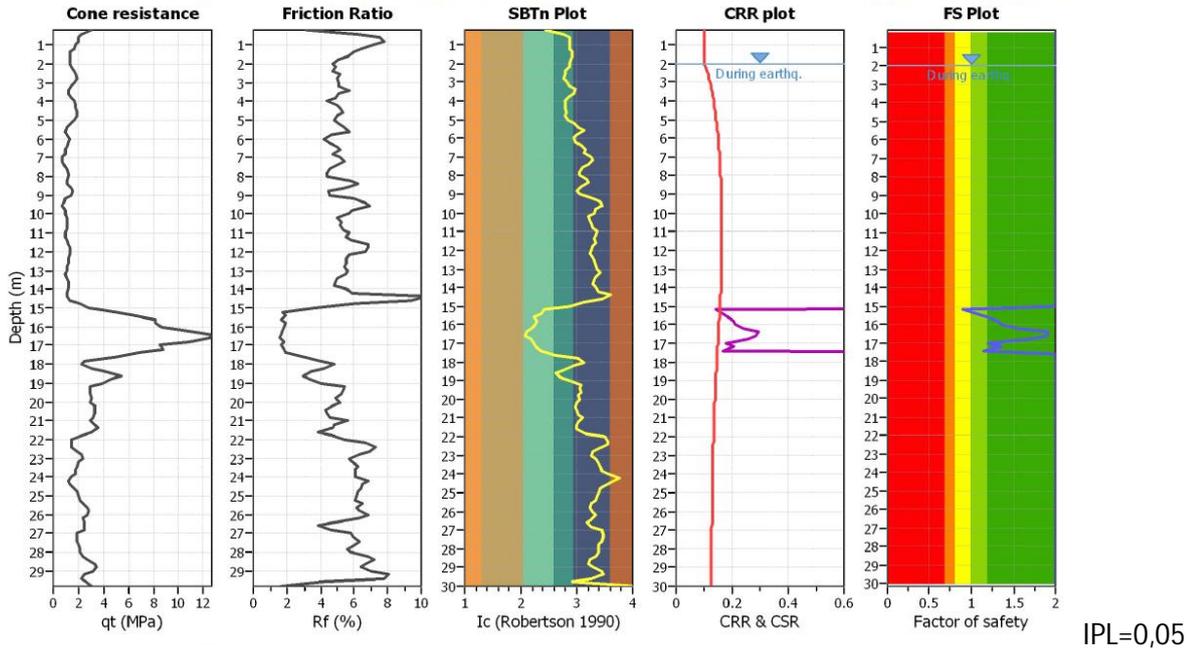


IPL=7,47

CASO 3 – FERRARA PONTEGRADELLA, CPT

Input parameters and analysis data

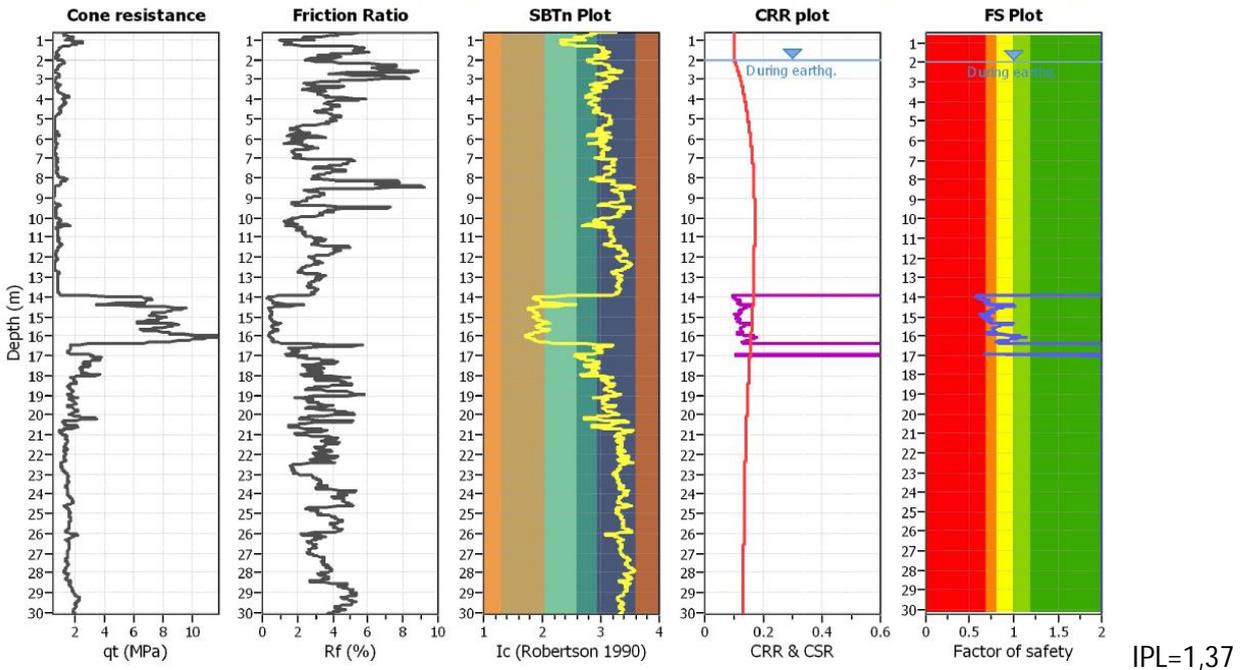
Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



CASO 3 – FERRARA PONTEGRADELLA, CPT

Input parameters and analysis data

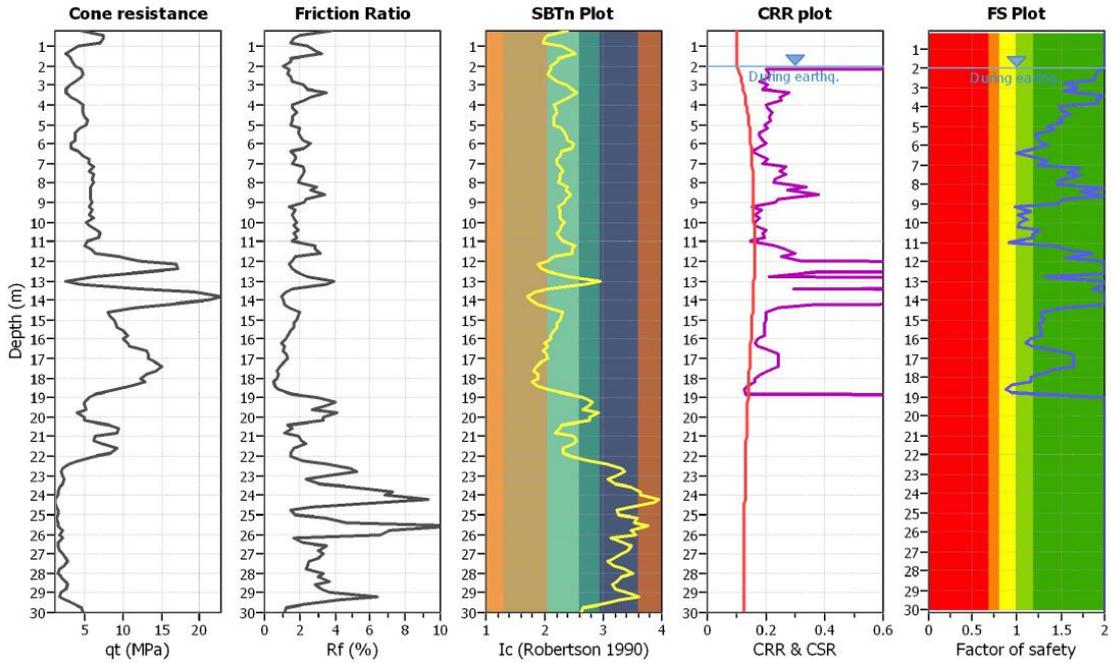
Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



CASO 4 – SAN GIOVANNI DI OSELLATO, CPT

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_v$ applied:	Yes	MSF method:	Method based

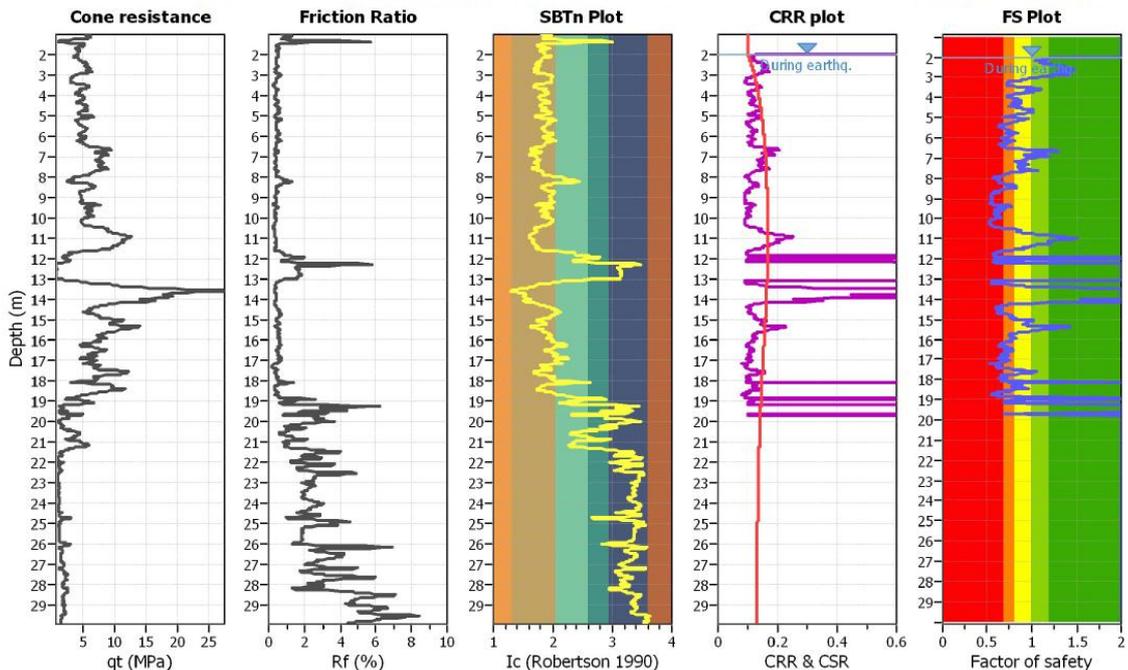


IPL=0,14

CASO 4 – SAN GIOVANNI DI OSELLATO, CPT

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_v$ applied:	Yes	MSF method:	Method based

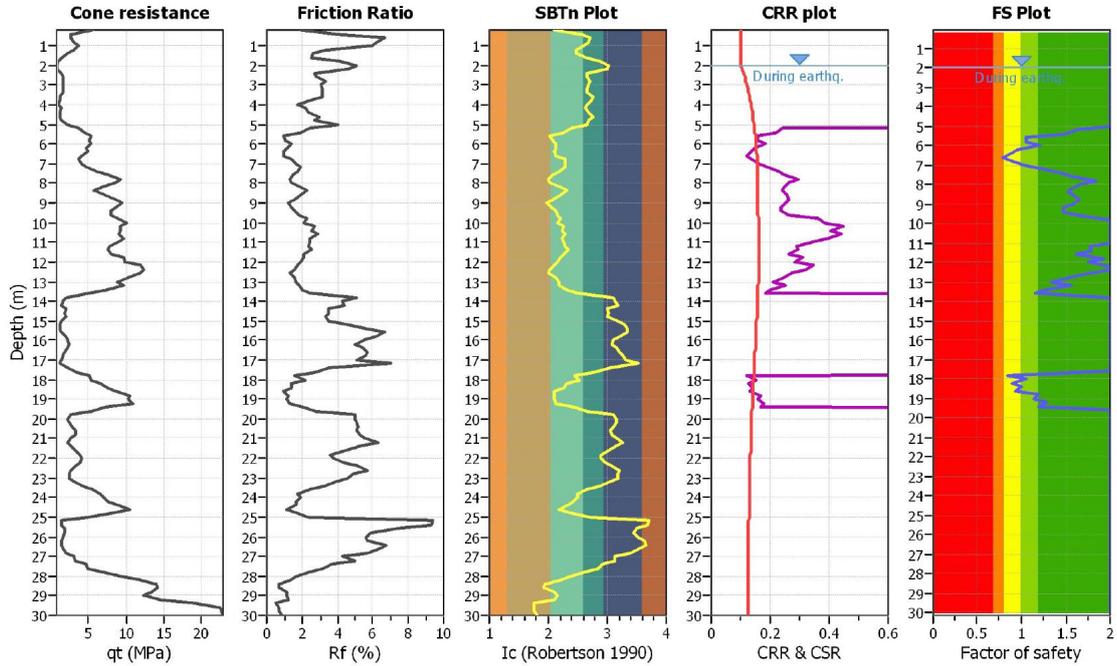


IPL=14,67

CASO 5 – FERRARA BIS PALEOALVEO PO DI FERRARA, CPT

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes	MSF method:	Method based

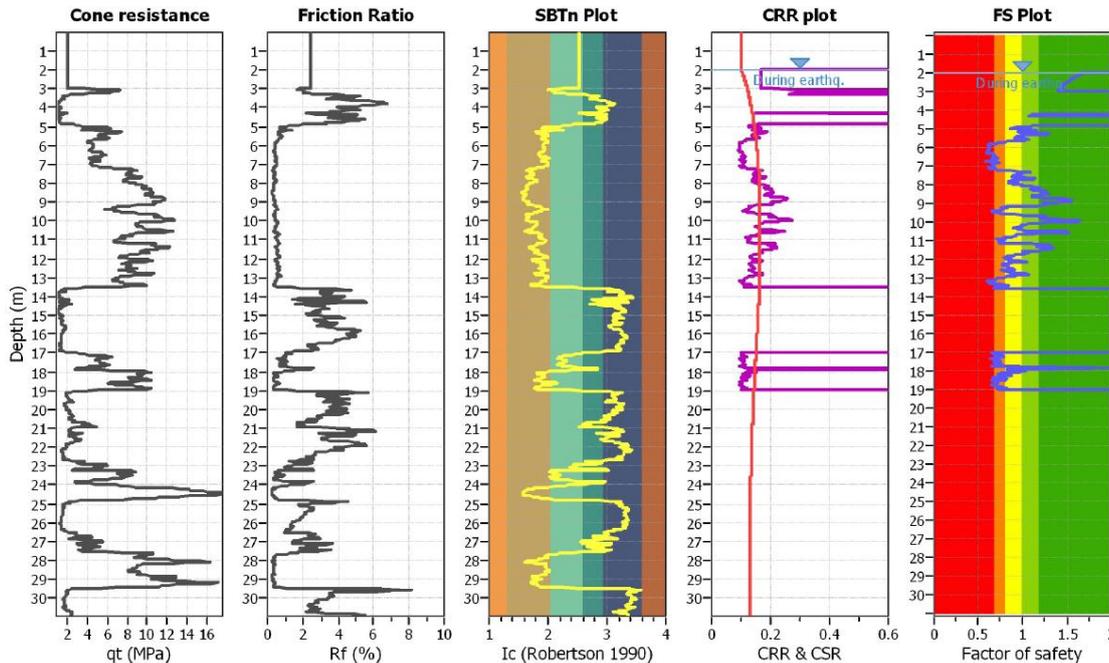


IPL=0,71

CASO 5 – FERRARA BIS PALEOALVEO PO DI FERRARA, CPTU

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes	MSF method:	Method based

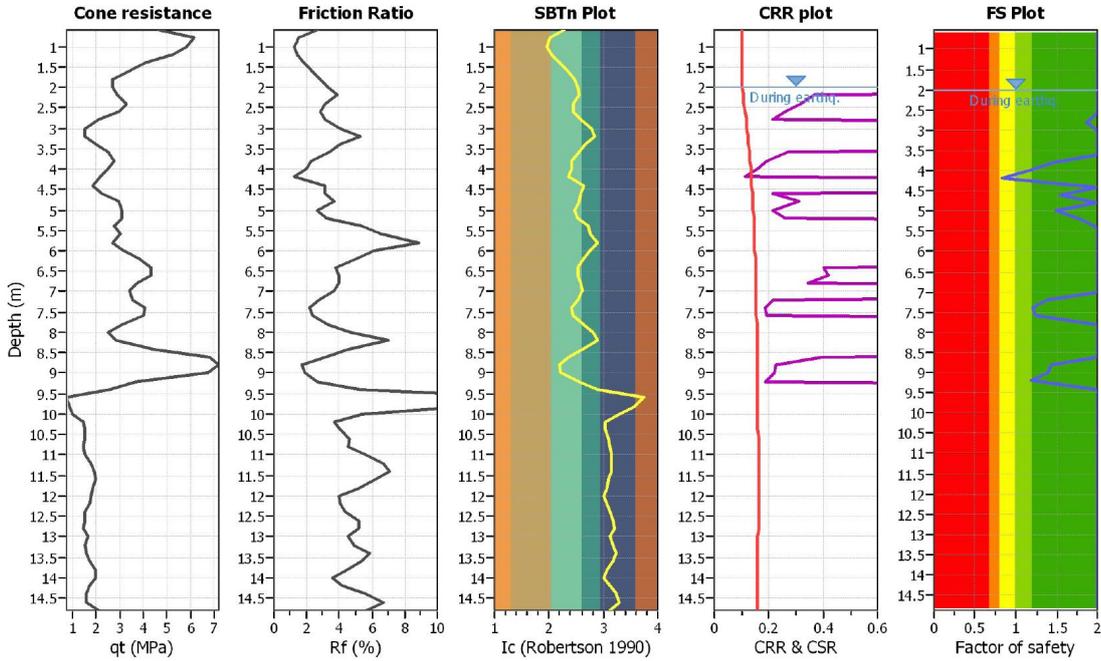


IPL=6,74

CASO 6 - MIRABELLO, CPT

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes	MSF method:	Method based

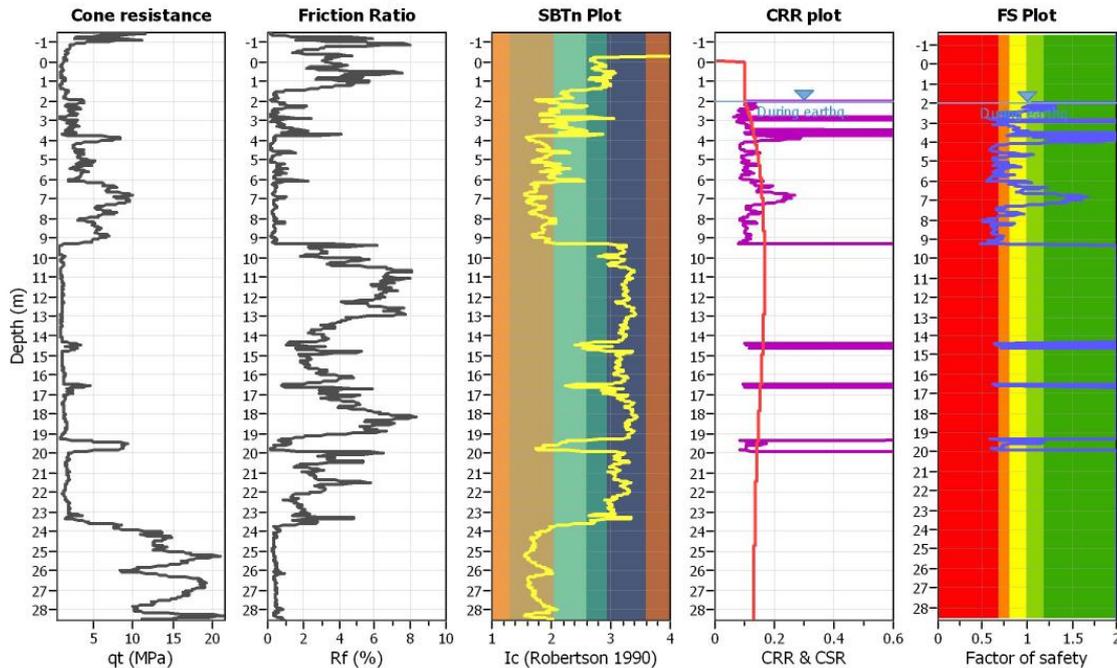


IPL=0,27

CASO 6 - MIRABELLO, CPTU

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes	MSF method:	Method based

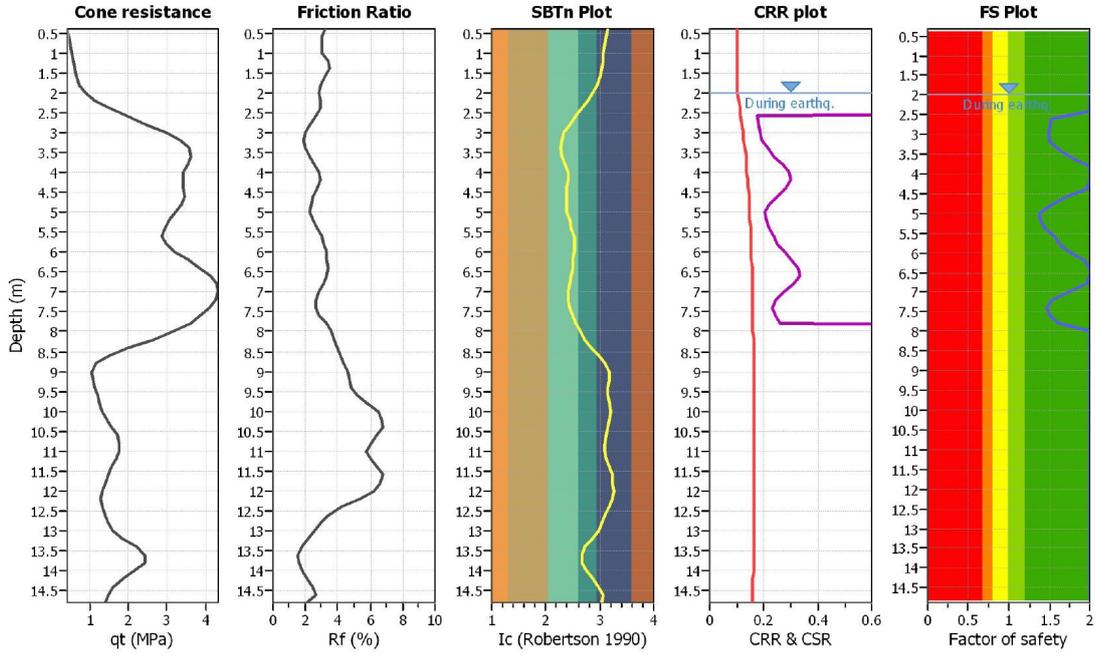


IPL=10,58

CASO 7 - MIRABELLO, CPT

Input parameters and analysis data

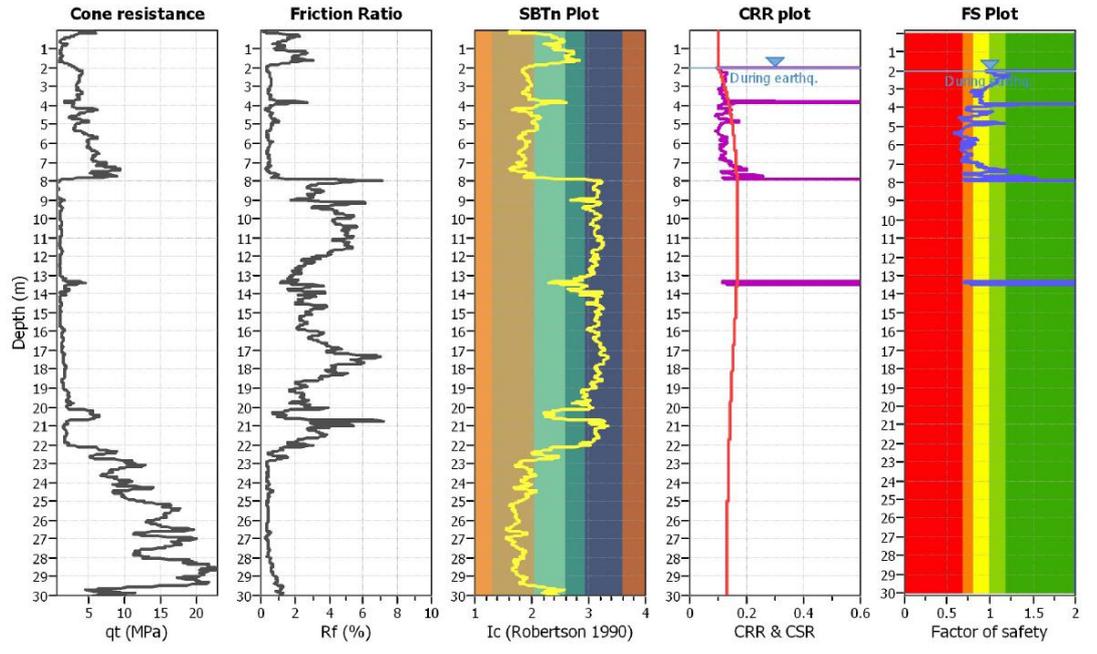
Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



CASO 7 - MIRABELLO, CPTU

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	14.80 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



Riassumendo in una tabella, i risultati ottenuti sono:

SITO	IPL DA CPT	IPL DA CPTU
CASO1 COMACCHIO CENTRO STORICO	0,00	6,82
CASO 2 FERRARA PALEOALVEO PO DI FERRARA	0,00	7,47
CASO 3 FERRARA PONTEGRADELLA	0,05	1,37
CASO 4 SAN GIOVANNI DI OSTELLATO	0,14	14,67
CASO 5 FERRARA PALEOALVEO PO DI FERRARA	0,71	6,74
CASO 6 MIRABELLO	0,27	10,58
CASO 7 MIRABELLO	0,00	7,00

## CONCLUSIONI

Le prove meccaniche sono state eseguite sia con punta tipo Begemann sia con punta tipo NEN 3680, e l'attrito laterale "fs" misurato con queste punte si è rivelato essere superiore da 3 a oltre 5 volte rispetto all'attrito laterale misurato con la punta elettrica.

La tabella sotto riportata raccoglie la sintesi dei rapporti di resistenza delle determinazioni eseguite nei cantieri presentati in questo lavoro. I rapporti delle resistenza di punta e laterale misurati nelle sabbie sono perfettamente congruenti con quelli presentati nel già citato lavoro di Simts (1982), mentre mostrano una variazione minore, i rapporti di resistenza rilevati in terreni argillosi.

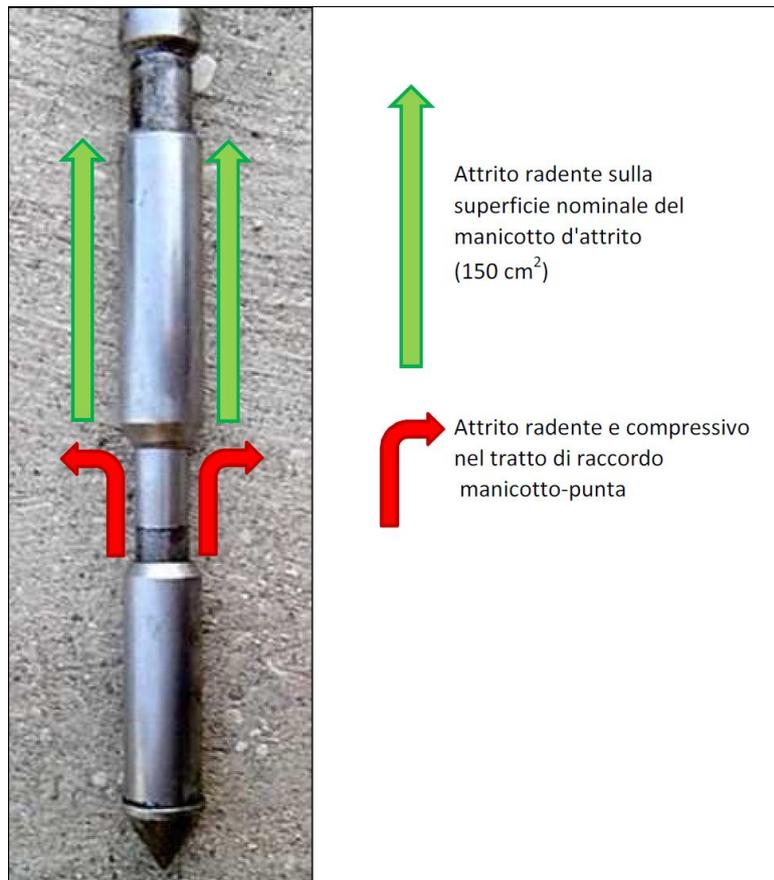
Complessivo Sabbie	Media	Min	Max
Rapporto qcm/qcu	0.90	0.72	1.15
Rapporto fsm/fsu	4.06	3.01	5.36

Complessivo Argille	Media	Min	Max
Rapporto qcm/qcu	1.16	0.71	1.50
Rapporto fsm/fsu	2.03	1.48	2.88

Nella punta elettrica il manicotto laterale ha una forma perfettamente cilindrica, ed è montato su un rocchetto indipendente dal resto della punta che trasmette la pressione ad un trasduttore che a sua volta invia alla centralina un segnale di pressione netta.

Nella punta meccanica il manicotto di attrito non è composto solo dal cilindro di attrito, ma presente una parte più stretta che si raccorda col mantello della punta, e che offre in avanzamento un bordo di attacco "spigoloso" che produce una resistenza supplementare rispetto ai 150 cm<sup>2</sup> del solo manicotto di attrito.

Nella figura che segue si evidenziano le porzioni di punta Begemann che concorrono ad offrire un'aliquota di attrito in più rispetto al solo manicotto preposto per la misura standardizzata.



Con la punta meccanica viene in definitiva calcolata una resistenza laterale maggiore di quella effettivamente sviluppata sul solo manicotto di attrito. Ciò ovviamente si ripercuote nell'intero calcolo della resistenza del terreno alle sollecitazioni del sisma (CRR), ponendo l'intero sistema più stabile e resistente alla liquefazione. Con la punta elettrica questo non avviene in quanto il manicotto laterale offre esclusivamente la superficie di 150 cm<sup>2</sup>, e non sono presenti asperità di rilievo ai margini dello stesso che possono produrre attriti supplementari.

Il metodo di analisi NCERR (1998), così come quello di Robertson, per la stima della fattore di resistenza alla liquefazione nasce dai riconoscimenti litologici derivanti dai misurati con la prova CPTU e non risulta corretto utilizzare quelli derivati dalle CPT.

Le interpretazioni litologiche da prove CPT con punta meccanica e da prove CPTU con punta elettrica seguono teorie diverse, che non possono essere intercambiabili. Con le CPT a punta meccanica i

riconoscimenti litologici vanno effettuati ovviamente solo con la classificazione secondo le Raccomandazioni AGI (1977), la classificazione secondo Begemann (1965) o la classificazione secondo Schmertmann (1969). Al momento però, in letteratura le uniche procedure presenti per valutare il rischio di liquefazione utilizzando direttamente le prove penetrometriche statiche sono come quella di Robertson e altri autori, basate sull'utilizzo della punta elettrica/piezocono.

Utilizzare i dati da CPT meccanica per i software che usano il metodo di Robertson implica che si facciano valutazioni litologiche più spostate verso interpretazioni di terreni fini. La CPT meccanica non è in grado di valutare correttamente il CRR, e finisce per sottostimare considerevolmente il rischio di liquefazione, portando a valutazioni errate.

Anche la Regione Emilia Romagna, ha recentemente pubblicato nell'allegato 1.7 all'Ordinanza n. 70 del 13/11/2012, una valutazione statistica su come con i dati della punta meccanica sia sostanzialmente sottostimato il rischio alla liquefazione dei terreni indagati.

E' da evidenziare comunque che dalle valutazioni del rischio di liquefazione eseguite sulle sabbie di Mirabello con la procedura di Robertson e Wride, sembra che detto metodo sia sufficientemente affidabile nel prevedere l'insorgenza del fenomeno. Utilizzando ovviamente la strumentazione per il quale detto metodo è stato messo a punto.

Questa analisi è stata condotta senza un numero sufficientemente elevato di dati da poter consentire una analisi statistica rigorosa, pertanto è da intendersi come prima valutazione e si offre come spunto per ricerche più approfondite sull'argomento, che potrebbero portare in seguito o alla definizione di parametri correttivi della "fsm" o alla messa a punto di procedure di calcolo calibrate sulle CPT a punta meccanica.

#### BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

Been, K. and Jefferies, M. G. 1985. "A state parameter for sands", *Géotechnique*, 35: pp.99-112.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.

Iwasaki, T., F. Tatsuoka, K. Tokida, and S. Yasuda (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, in 2nd International conference on microzonation, San Francisco, p. 885-896.

Iwasaki, T., K. Tokida, F. Tatsuoka, S. Watanabe, S. Yasuda, and H. Sato (1982). Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods, in 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, p. 1319-1330.

Jefferies, M.G., and Davies, M.P., (1993). Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 16(4): 458-468.

Jefferies, M.G. and Been, K., (2006). *Soil Liquefaction – A critical state approach*. Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8 478 pages.

Olsen, R. S. (1984). "Liquefaction analysis using the cone penetrometer test (CPT)." Proc., 8th World Conf. on Earthquake Engrg., Vol. 3, 247–254.

Olsen, R. S. (1997). "Cyclic liquefaction based on the cone penetration test." Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 225–276.

Robertson P.K. and Campanella R.G. (1983). "Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand". Canadian Geotechnical Journal, 20, 4, 718-733.

Robertson, P. K., and Wride, C. E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test." Can. Geotech. J., Ottawa, 35(3), 442–459.

Robertson, P. K., and K.L. Cabal (2012). "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering", 5th Edition, Gregg Drilling & Testing, Inc.

Schmertmann, J.H. (1978). Guidelines for cone penetration tests performance and design. Federal Highways Administration, Washington, D.C., Report FHWA-TS-78-209.

Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." J. Soil Mech. Found. Div., 97(SM 9), 1249–1273.

Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1982). "Ground motion and soil liquefaction during earthquakes." Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

Seed, R. B., et al. (2003). "Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework." Earthquake Engineering Research Center Report No. EERC 2003-06, Pacific Earthquake Engineering Research, Berkeley, CA.

Smits, F.P., (1982). "Cone penetration tests in dry sand". European symposium on penetration testing, 2, ESOPT, Amsterdam, May 1982. Proceedings, Vol. 2, 877-881.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H., 2001. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 127(10), 817–33.