

ALMA MATER STUDIORUM A.D. 1088
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI SCIENZE

Corso di Laurea in Scienze Geologiche

Dipartimento di Scienze Biologiche, Geologiche ed Ambientali

Relazione di Laurea

Stima del potenziale di liquefazione in
terreni alluvionali di recente deposizione
(sito di Isola Serafini, PC)

Candidato:

Giulia Gardosi

Relatore:

Matteo Berti

Co-relatore:

Michele Sapigni

Sessione Novembre 2015
Anno Accademico 2014-2015

“ E’ crudele e umiliante constatare che le opere umane, costate tanti anni di lavoro e sacrifici, possono venir distrutte in pochi secondi.”

Charles Darwin (1835)

INDICE

Abstract	p. 7
1 Introduzione	p. 7
1.1 Scopo del lavoro.....	p. 7
1.2 Fasi del lavoro.....	p. 8
1.3 Area di studio, ubicazione geografica.....	p. 9
2 La liquefazione dei terreni	p. 11
2.1 In cosa consiste il fenomeno liquefatto, fattori scatenanti e possibili manifestazioni.....	p. 11
2.2 Stima del potenziale di liquefazione da prove CPT.....	p. 16
2.2.1 Metodologia d'indagine.....	p. 16
2.2.2 Risultati.....	p. 24
3 Analisi del rischio di liquefazione nel sito di Isola Serafini	p. 31
3.1 Descrizione del sito.....	p. 31
3.2 Indagini geognostiche CPT.....	p. 33
3.3 Calcolo del potenziale di liquefazione.....	p. 34
4 Conclusioni	p. 50
Bibliografia	p. 51
Sitografia	p. 51
Bibliografia immagini	p. 52
Ringraziamenti	p. 53

Abstract

With the support of data collected by CPT test on-site, in this report we try to estimate the liquefaction potential in soil at high risk, due to the presence of levels in it. I began by acquiring some basic theory about the topic with the help of texts, articles and documents found in the web. The notion found here were consequently applied to two concrete case studies.

In the first part of the work, the phenomenon of liquefaction is analyzed at a theoretical levels. Moreover, I want to find out the trigger factor and the possible side effects whenever this event occurs.

In the second part of the work, I re-elaborated the data concerning tip resistance (q_c) and resistance of friction side (f_s) obtained by CPT test taken in proximity of San Carlo (FE) and Isola Serafini (PC).

I particularly chose to go through this specific process to estimate the land liquefaction potential. The main purpose is finally to compare the results of both test and to comment on them.

1 Introduzione

1.1 Scopo del lavoro

La liquefazione è uno dei fenomeni co-sismici più diffusi e pericolosi, in aree in cui sono presenti terreni sabbiosi saturi a basso addensamento. Diffusi eventi di liquefazione sono avvenuti in Italia nel corso di sismi di elevata intensità.

Lo scopo di questo elaborato è quello di analizzare dati raccolti attraverso prove CPT nei pressi di Isola Serafini (PC) per calcolare il potenziale di liquefazione dei terreni; in tale zona è infatti presente un'importante centrale idroelettrica, la quale potrebbe essere gravemente danneggiata in caso di liquefazione. Complessivamente, nel sito sono state eseguite tre prove penetrometriche CPTu; per la relazione ho preso in considerazione la prova S2-P1a eseguita nella zona meridionale dell'isola.

Il metodo di analisi per la stima del potenziale di liquefazione è stato inizialmente testato su una prova CPT eseguita presso l'abitato di San Carlo (FE), dove si sono avuti importanti fenomeni liquefattivi nel caso del recente terremoto dell'Emilia del 2012.

1.2 Fasi del lavoro

Le fasi del lavoro sono illustrate nella Figura 1.

Inizialmente, ho conosciuto in modo più approfondito il fenomeno della liquefazione dei terreni attraverso testi di letture e manuali tecnici dai quali ho appreso le formule necessarie per il calcolo del potenziale di liquefazione (IPL).

Successivamente, sono stati creati due fogli di calcolo excel per ricavare l'IPL, uno per il sito di San Carlo (FE) e uno per di Isola Serafini (PC), i cui dati sono stati estrapolati dai certificati delle indagini penetrometriche fornitemi dal mio relatore. I valori ottenuti sono stati poi inseriti all'interno di un grafico a linee e commentati.

Infine si è proceduto con la stesura della relazione.

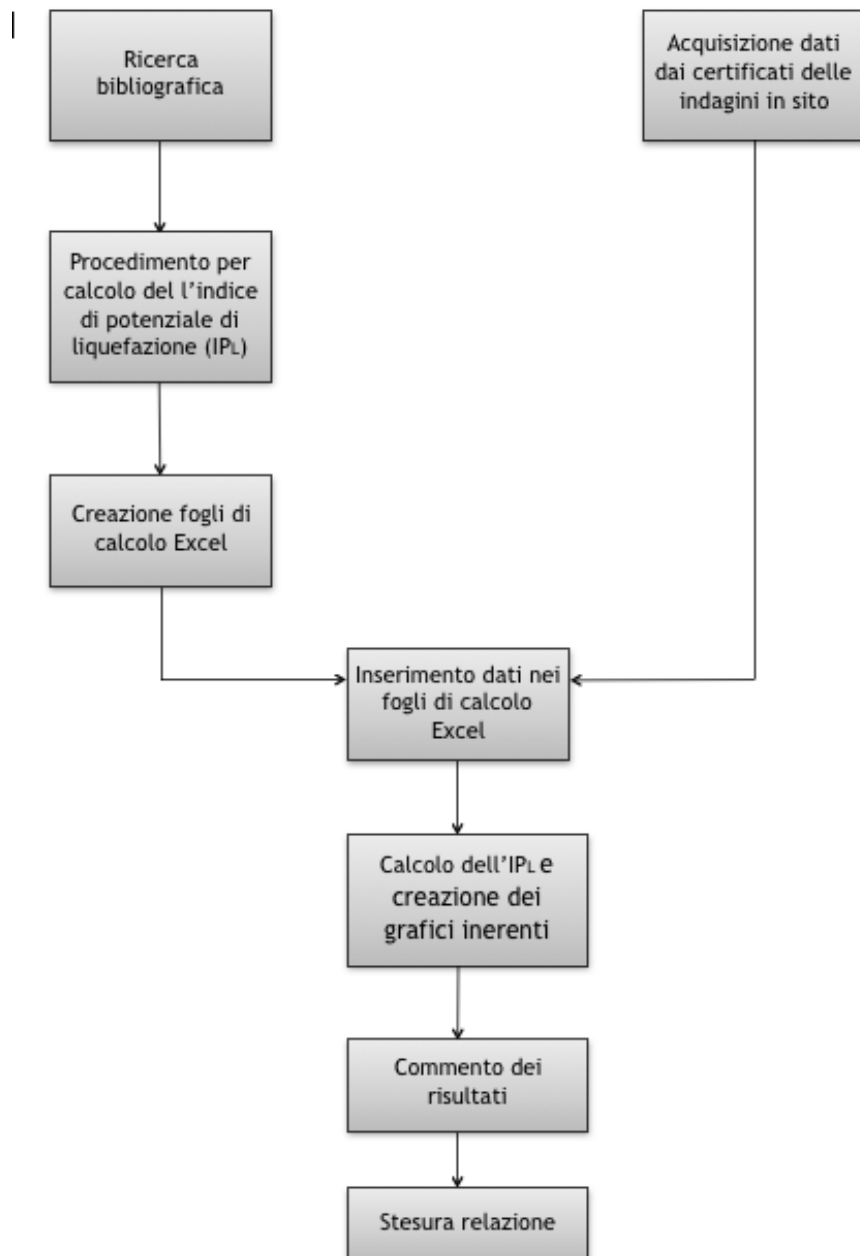


Figura 1 - Diagramma di flusso delle fasi del lavoro.

1.3 Area di studio, ubicazione geografica

Isola Serafini è un'isola fluviale situata nei pressi di Monticelli d'Ongina, in provincia di Piacenza (19 km a est di quest'ultima), a poca distanza da dove il fiume Adda confluisce nel Po.

E' situata nella parte centro-occidentale della Pianura Padana è [Figura 2], nella regione Emilia Romagna, vicino al confine con la Lombardia.

La zona di nostro interesse si trova a sud dell'isola [Figura 3], in cui è presente una centrale idroelettrica alimentata dalle acque del fiume Po.

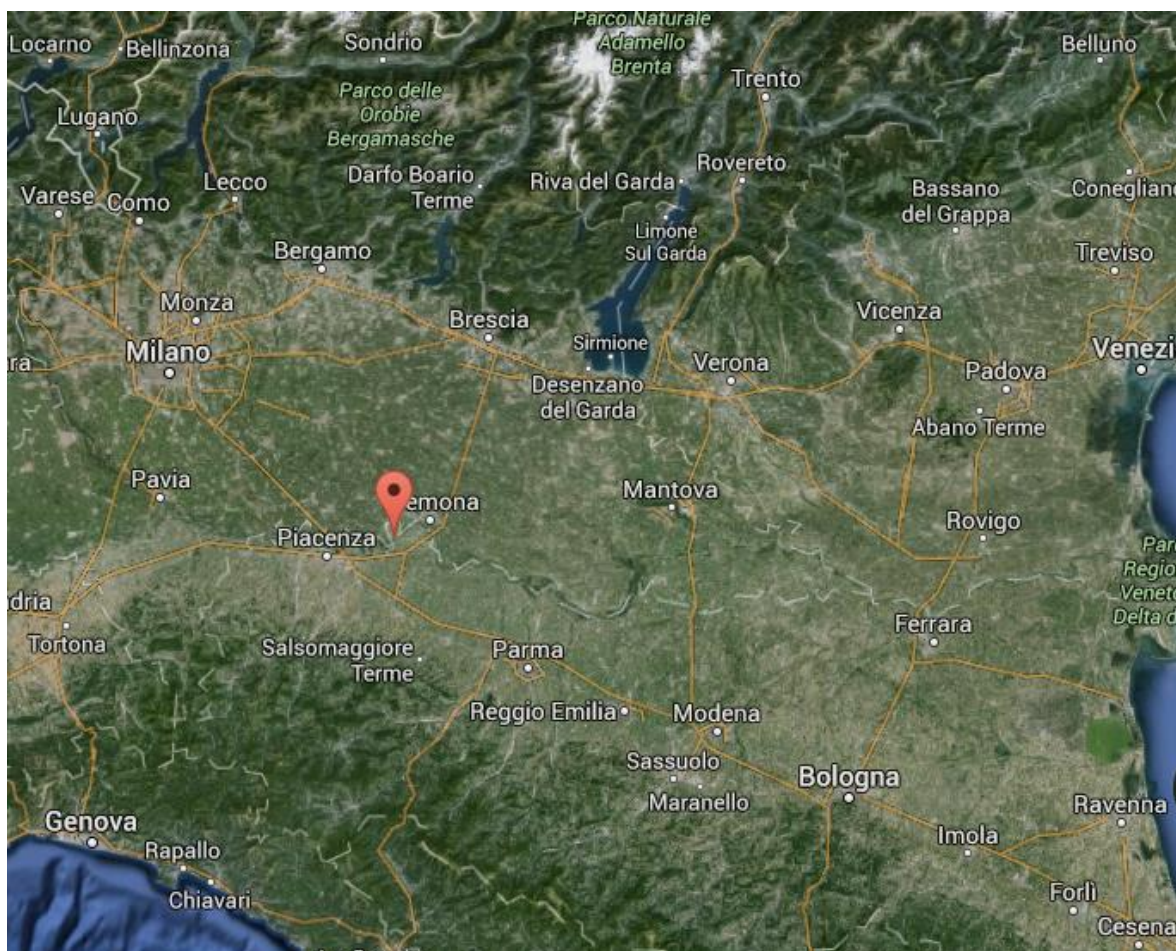


Figura 2 - Veduta satellitare della pianura Padana. La puntina rossa indica il sito di Isola Serafini (Google Earth™).

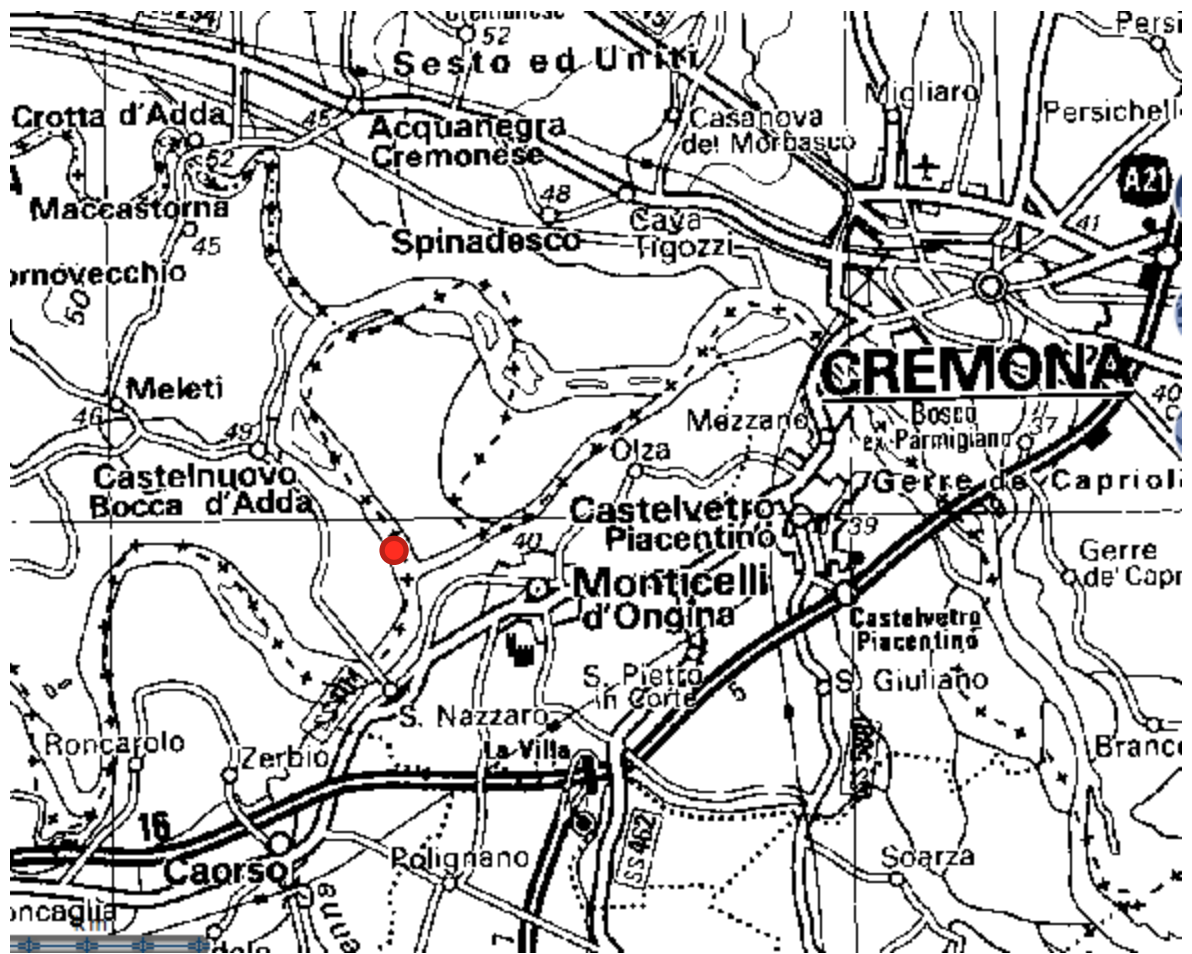


Figura 3 - Carta ctr 1:5000 dell'area di Monticelli d'Angina Il punto rosso indica la zona in esame.

2 La liquefazione dei terreni

2.1 In cosa consiste il fenomeno liquefattivo, fattori scatenanti e possibili manifestazioni

La liquefazione dei terreni è uno degli effetti più pericolosi che può colpire un territorio a causa di eventi sismici in zone dove sono presenti depositi di materiale granulare.

In generale, con questo termine, si indicano diversi fenomeni fisici come la liquefazione ciclica, mobilità ciclica e fluidificazione, molto differenti tra loro. Questi eventi si osservano durante avvenimenti sismici forti ($M \geq 5.5$) in materiali granulari saturi che portano a un repentino incremento delle pressioni interstiziali (Crespellani et al., 2012).

La liquefazione, in senso stretto, avviene quando sedimenti limosi-sabbiosi saturi di acqua (incomprimibile) sono compresi tra sedimenti limosi-argillosi impermeabili. Durante un evento sismico la pressione dell'acqua aumenta portando il sedimento a comportarsi come un fluido viscoso che, costretto a cercare una via di fuga, risale verso l'alto e fuoriesce in superficie [Figura 4].

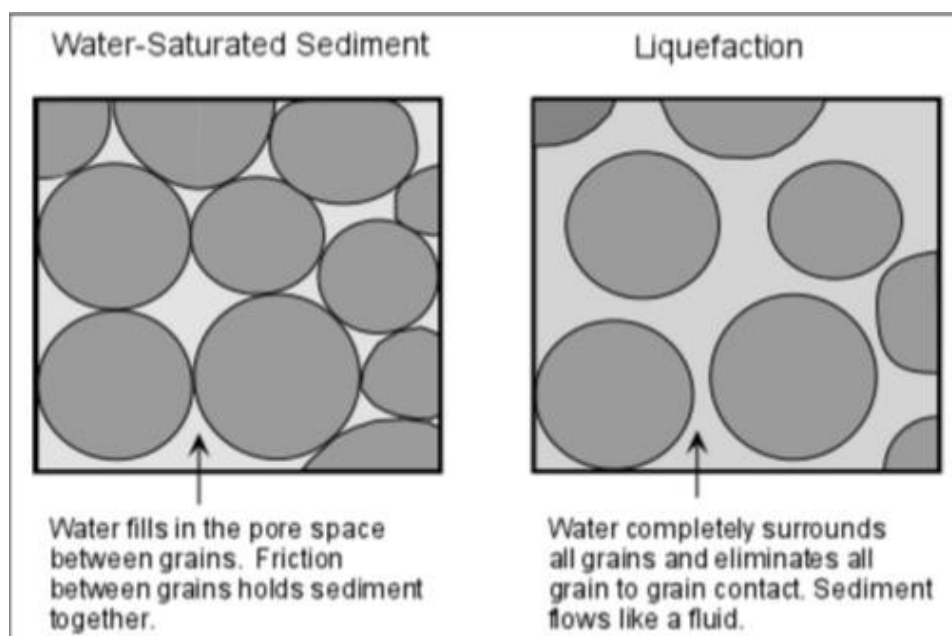


Figura 4 - Durante l'evento sismico la pressione dell'acqua aumenta portando ad una riduzione delle tensioni efficaci all'interno del suolo, il quale tenderà a comportarsi come un fluido viscoso.

In termini più tecnici, il fenomeno deriva dallo stato fisico in cui si può trovare un terreno prevalentemente sabbioso saturo quando la sua resistenza al taglio si riduce drasticamente per effetto dell'incremento e dell'accumulo delle pressioni interstiziali causate dalle vibrazioni sismiche. È un meccanismo in seguito al quale un sedimento, che si trova al di sotto del livello di falda, resta privo (temporaneamente) di resistenza (sia laterale che verticale o orizzontale), comportandosi come un materiale viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e una diminuzione della pressione efficace (Riga, 2007). Questa manifestazione porta a una repentina perdita di rigidità del suolo, dovuta ai carichi ciclici dinamici indotti da un terremoto in seguito alla propagazione delle onde sismiche in superficie.

Mentre è in corso un evento sismico, il terreno è interessato da uno scuotimento orizzontale dovuto alla propagazione delle onde di taglio; ciò adduce l'elemento del deposito a essere

soggetto a tensioni di taglio, le quali portano un addensamento delle sabbie sciolte e un incremento delle pressioni interstiziali.

Prima dello scuotimento sismico, un elemento di volume all'interno di un deposito è soggetto agli sforzi efficaci sia verticali (σ_{v0}') che orizzontali (σ_{h0}'), nonché ad eventuali sforzi di taglio (τ). Inizialmente questo suolo granulare saturo è costituito da un insieme di grani a contatto tra loro immersi in fluido interstiziale ed è caratterizzato da resistenza frizionale.

Durante un sisma, si ha liquefazione quando “la pressione dei pori u_0 eguaglia la pressione totale σ_{v0} ” (Riga, 2007). Ciò crea uno stato di sforzo efficace uguale a zero;

$$\sigma_{v0}' = (\sigma_{v0} - u_0) = 0$$

dove

σ_{v0} = sforzo totale verticale;

σ_{v0}' = sforzo efficace verticale;

u_0 = pressione dei pori.

Ciò determina l'annullamento della resistenza disponibile τ_R :

$$\tau_R = (\sigma_{v0} - u_0) \operatorname{tg}\phi' + c'$$

dove

ϕ' = angolo di attrito del terreno;

c = coesione.

Quando le tensioni efficaci si annullano, l'elemento di suolo sabbioso non ha più resistenza e tenderà a comportarsi come un fluido, causando elevate deformazioni (Facciorusso, 2003).

La liquefazione è il risultato dell'effetto combinato di due gruppi di fattori (Crespettani et al., 2012):

Fattori predisponenti (predisposizione del terreno al verificarsi del fenomeno):

- profondità dello strato potenzialmente liquefacibile inferiore a 20 m dal p.c.;
- profondità della falda < 5m;
- densità relativa $D_r^1 < 60\%$;
- diametro medio delle particelle $0,002\text{mm} < D_{50} < 2\text{mm}$;
- frazione di fini (diametro < 0,005mm) < 15%;
- Inoltre, risultano fondamentali anche la presenza e lo spessore degli strati non liquefacibili, l'assenza di cementazione tra i grani, l'origine e l'età del deposito, la presenza di strati drenati grossolani, la morfologia, la storia tensionale del terreno, poiché possono variare il comportamento del suolo durante una scossa tellurica.

¹ La densità relativa è data dal rapporto tra la densità assoluta (rapporto tra la massa e il volume) dell'oggetto preso in considerazione e quella dell'acqua.

Fattori scatenanti riguardanti l'azione sismica:

- Magnitudo: solitamente si tengono in considerazione valori maggiori di 5.5 della scala Richter;
- $PGA^2 > 0,15g$;
- Durata $> 15-20$ s: al crescere di questo valore aumenta la probabilità di liquefazione del terreno.

Usualmente la liquefazione delle sabbie si verifica in depositi recenti (età Olocenica o Pleistocenica)[Tabella 1], solitamente situati vicino a zone costiere o fiumi (Riga,2007)[Tabella 2]. Tuttavia, i suoli più suscettibili sono quelli non coesivi e saturi, con contenuto di particelle fini ($mm \leq 0,074$) aventi indice plastico basso ($< 15\%$) e depositi costituiti da particelle relativamente uniformi come letti di fiumi antichi e recenti, paludi e terreni bonificati, argini e pianure alluvionali.

<i>Età del deposito</i>	<i>Profondità della falda</i>		
	<i>< 9 m</i>	<i>9 ÷ 15 m</i>	<i>> 15 m</i>
Olocene recente	Elevata	Bassa	Molto bassa
Alto Olocene	Moderata	Bassa	Molto bassa
Pleistocene recente	Bassa	Bassa	Molto bassa
Pleistocene antico e depositi anteriori	Molto bassa	Molto bassa	Molto bassa

Tabella 1 - In questa tabella viene indicata la suscettibilità alla liquefazione in terreni di età differente basandosi sulla profondità della falda ivi presente.

² Il PGA (*Peak Ground Acceleration*) è il valore dell'accelerazione massima del suolo misurata o attesa in un determinato sito. E' una grandezza che tiene conto dell'influenza degli eventuali effetti di amplificazione del moto sismico dovuto alle caratteristiche del sottosuolo o della topografia. Essa viene calcolata in base alla storia sismica della zona in considerazione: secondo la normativa italiana le zone prese in considerazione hanno valore di accelerazione massima pari a $1,5m/s^2$.(Glossario online Dip. della Protezione Civile).

Categoria	Morfologia	Liquefazione
A	Letti di fiume, antichi e recenti, paludi, terreni di bonifica, zone interdunari	Probabile
B	Conoidi, argini naturali, dune, pianure di esondazione, spiagge	Possibile
C	Terrazzi, colline, montagne	Improbabile

Tabella 2 - Probabilità di liquefazione in terreni con differenti caratteristiche geomorfologiche e sedimentologiche.

Tutti i suoli appena menzionati sono caratterizzati da cospicui depositi sabbiosi, insieme alla presenza di falda acquifera vicina alla superficie.

In queste circostanze, infatti, se il contenuto di materiale fine è sufficiente per separare le particelle grossolane, il suolo viene indotto ciclicamente alla liquefazione, soprattutto dove il materiale fine non è plastico, oppure a bassa plasticità ($PI \leq 15\%$ e $LL \leq 35\%$)³ e con alto contenuto d'acqua rispetto al loro limite liquido ($w_c \geq 0,85 LL$)(Seed et al. 2003)[Figura 5].

1. Percent Finer than 0.005mm $\leq 15\%$
2. Liquid Limit (LL) $\leq 35\%$
3. Water Content (W) $\geq 0.9 \times LL$

le

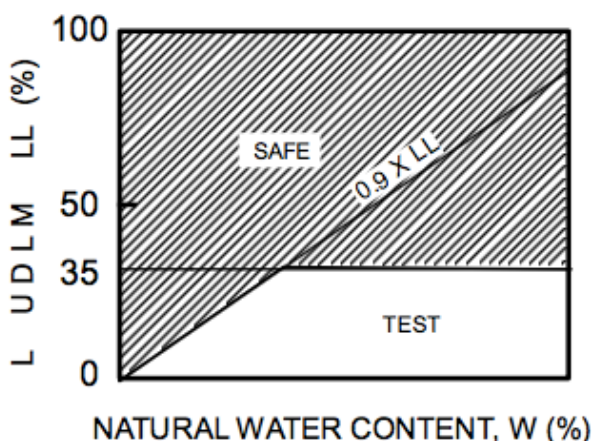


Figura 5 – Diagramma per la caratterizzazione del potenziale di liquefazione del suolo, successivamente rielaborato e riproposto (Seed et al.,2003).

³ PI (*plastic index*) è la differenza tra limite liquido (LL) e il limite plastico (LP) il quale rappresenta il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il terreno perde il comportamento plastico.

La manifestazione in superficie di questo fenomeno avviene quando, a causa della crescente pressione, il materiale liquefatto cerca una “via di fuga” verso zone a minore tensione intra-poro, attraverso fratture o condotti, sia naturali che artificiali.

In superficie questo fenomeno può manifestarsi in diversi modi (Crespellani et al. 2012)(Riga,2007):

- crateri, vulcanetti, fuoriuscite di sabbia e fango;
- grandi oscillazioni e rotture del terreno: si verifica in aree in cui il suolo è generalmente piatto. Quest’ultimo deve generalmente essere costituito da due strati in cui solo quello sottostante è liquefatto. Ciò porta il suolo superficiale a rompersi formando grosse fessure in cui blocchi di materiale galleggiano oscillando in verticale nello strato liquefatto;
- abbassamenti o sollevamenti del terreno;
- dislocazione laterale del terreno: si verifica in aree con pendenza di 2-3 gradi, costituite da un primo strato superficiale rigido e da un secondo strato più profondo formato da materiale liquefatto. Ciò deve essere limitato da un canale o dall’argine di un corso d’acqua;
- movimenti di masse fluide/collasso di pendii: si ha in aree con pendenza superiore ai 3 gradi costituite generalmente da sabbie limose sature. Ciò porta il suolo liquefatto a scorrere velocemente spostando grosse quantità di terreno;
- perdita di capacità portante delle fondazioni: si verifica quando il terreno si trasforma in liquido, diventa poco resistente e perde la capacità di supportare edifici;
- galleggiamento di opere sotterranee;
- collasso di opere di sostegno: si verifica quando lo strato liquefacibile del terreno non possiede uno spessore uniforme;
- formazione di laghi.

La suscettibilità del terreno a questo avvenimento deve essere valutata attraverso indagini e prove *in situ* come SPT o CPT, le quali verranno trattate successivamente.

2.2 Stima del potenziale di liquefazione da prove CPT

2.2.1 Metodologia d'indagine

Stimare la possibilità che un terreno sia liquefacibile o meno è necessario per molte opere sia geologiche, che ingegneristiche/urbanistiche.

Ciò è possibile grazie all'analisi di prove *in situ*, quali la CPT (*Cone Penetration Test*).

La prova CPT ha molti vantaggi soprattutto per quanto riguarda costi, efficienza e coerenza (cioè vi è poca variabilità tra le apparecchiature e l'operatore).

La peculiarità della *Cone Penetration Test* è la raccolta continua di dati lungo la verticale (profondità) che consente di ottenere stratigrafie approfondite del sottosuolo, anche se non in modo diretto. La CPT è considerata più efficiente della SPT poiché in quest'ultima, dopo ogni misurazione, si deve estrarre dal foro tutta l'attrezzatura, continuare la perforazione sul fondo fino alla profondità progressiva desiderata, pulire il fondo foro e poi ripetere il test (Seed et al. 2003).

Inizialmente, la *Cone Penetration Test* era utilizzata solitamente per terreni a bassa consistenza ma, grazie alle modernizzazioni attuate (più potenti mezzi di spinta e coni di penetrazione più robusti), essa può essere effettuata anche in terreni molto duri o molto teneri (Esposito, 2012).

Il penetrometro può essere sia elettrico che meccanico [Figura 6a-b]. E' costituito da una punta conica con apertura a 60° ed area di impronta di 10 cm^2 per la misurazione della resistenza alla penetrazione o alla punta (q_c), sormontata da un manicotto per la misurazione della resistenza di attrito laterale (f_s).

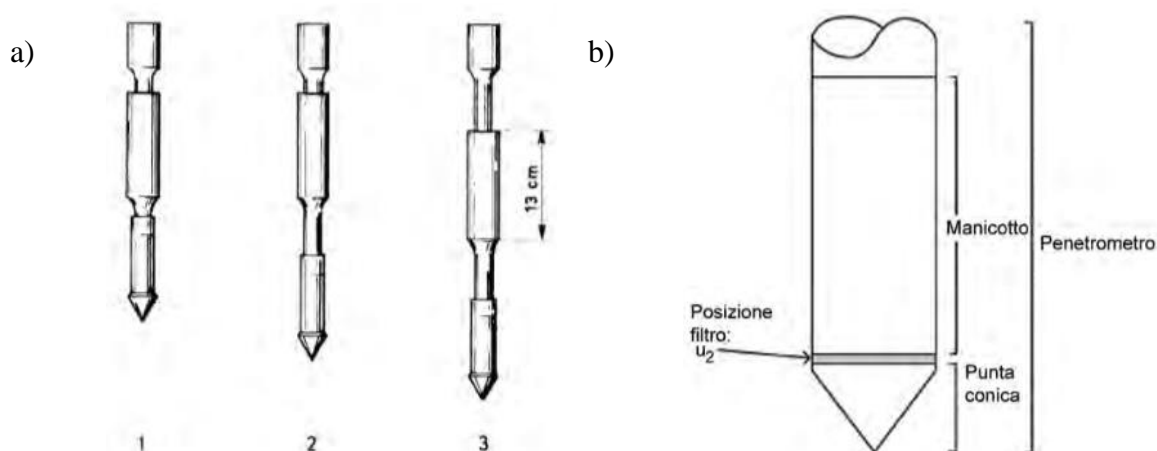


Figura 6a-b - L'immagine a) rappresenta un penetrometro Begemann di tipo meccanico, mentre la figura b) descrive in modo dettagliato le varie parti di una punta di perforazione per prove CPT.

Se necessario è possibile anche inserire un filtro poroso al di sopra della punta conica per misurare la pressione dei pori in avanzamento (u) (Esposito, 2012).

Il penetrometro viene poi posto all'estremità di una batteria d'aste e spinto nel terreno ad un tasso costante, continuo a misura intermittente; il risultato delle misurazioni alla punta e al manicotto laterale porta alla determinazione delle caratteristiche litologiche del suolo. Durante l'indagine, la punta, aiutata dal peso del camion su cui è posta, viene spinta

all'interno del terreno registrando i dati (per ogni 2 cm nella punta elettrica e per ogni 20 cm nella punta meccanica) e misurando i vari parametri citati sopra.

Affinchè le fasi dell'analisi siano il più chiare possibili, di seguito vi è riportato un diagramma di flusso attraverso il quale si vuole esporre al meglio la metodologia usata per la stima del potenziale di liquefazione, partendo da dati estrapolati dai certificati delle prove penetrometriche [Figura 7].

Attraverso l'uso di due fattori adimensionali (Q e F), inizialmente verrà calcolato l'indice di comportamento del suolo (I_c) cercando di escludere dalla nostra relazione terreni il cui potenziale di liquefazione è assente o nullo (ad esempio un suolo argilloso). Ciò viene fatto imponendo di volta in volta ai fattori adimensionali un valore diverso all'esponente (n) che dipende dal tipo di suolo preso in considerazione.

Successivamente, si passa al calcolo della correzione alla punta normalizzata ($(q_{c1n})_{cs}$) per poter escludere dal nostro risultato una componente di fine che può essere ancora presente all'interno del deposito.

In seguito, viene valutato il fattore di sicurezza alla liquefazione (FS) attraverso il rapporto tra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio e la massima sollecitazione di taglio dal sisma. Tuttavia, questo ultimo calcolo viene fatto ipotizzando come magnitudo standard 7.5; ad esso perciò andrà applicato un fattore correttivo (MSF) della potenza del terremoto, la quale deve essere relazionata alla zona di studio.

Come ultima operazione calcoliamo l'indice del potenziale di liquefazione (I_{PL}) dal quale si potrà desumere se le zone di interesse sono soggette a rischio liquefattivi oppure no.

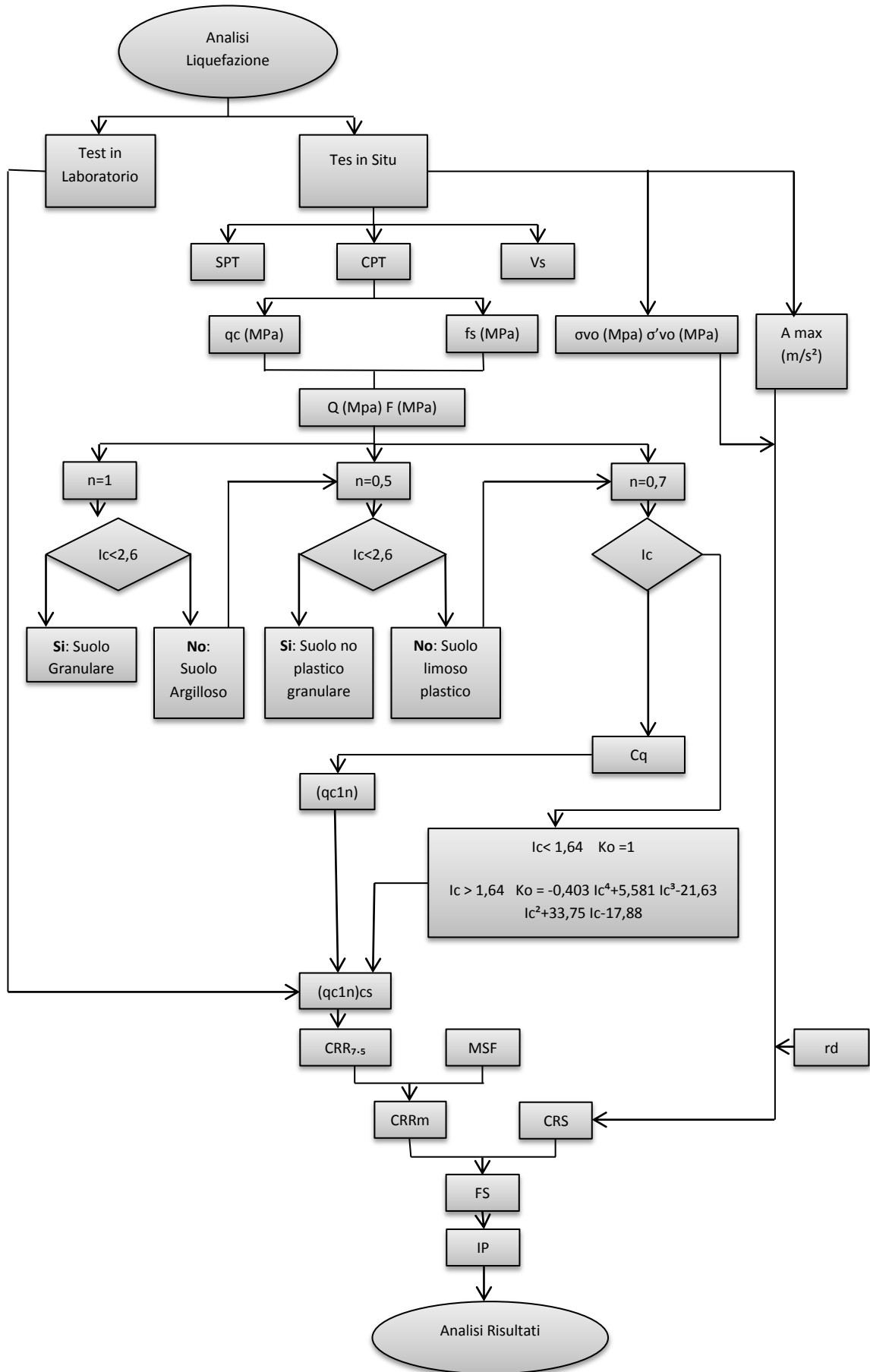


Figura 7- Diagramma di flusso delle fasi dell'analisi.

Il metodo di calcolo del potenziale di liquefazione (IPL) da prove CPT è stato proposto da Robertson & Wride (1998).

Di seguito viene descritto applicandolo, a titolo di esempio, ad una prova CPT eseguita a San Carlo (FE) dopo il sisma del Maggio 2012. La zona è stata interessata da diffusi fenomeni liquefattivi, per cui ci aspettiamo di ottenere un'elevata potenzialità di liquefazione.

Il potenziale di liquefazione (IPL) si calcola a partire da quattro dati principali:

z = profondità (m) alla quale corrisponde il valore della registrazione della prova penetrometrica statica. Essa è riferita rispetto al piano campagna (p.c.);

q_c = resistenza alla punta (MPa);

f_s = resistenza all'attrito laterale (MPa);

u = profondità della tavola d'acqua (MPa).

Si utilizza anche il diagramma di Robertson & Wride (1998) per la valutazione dei vari tipi di suolo [Figura 8]:

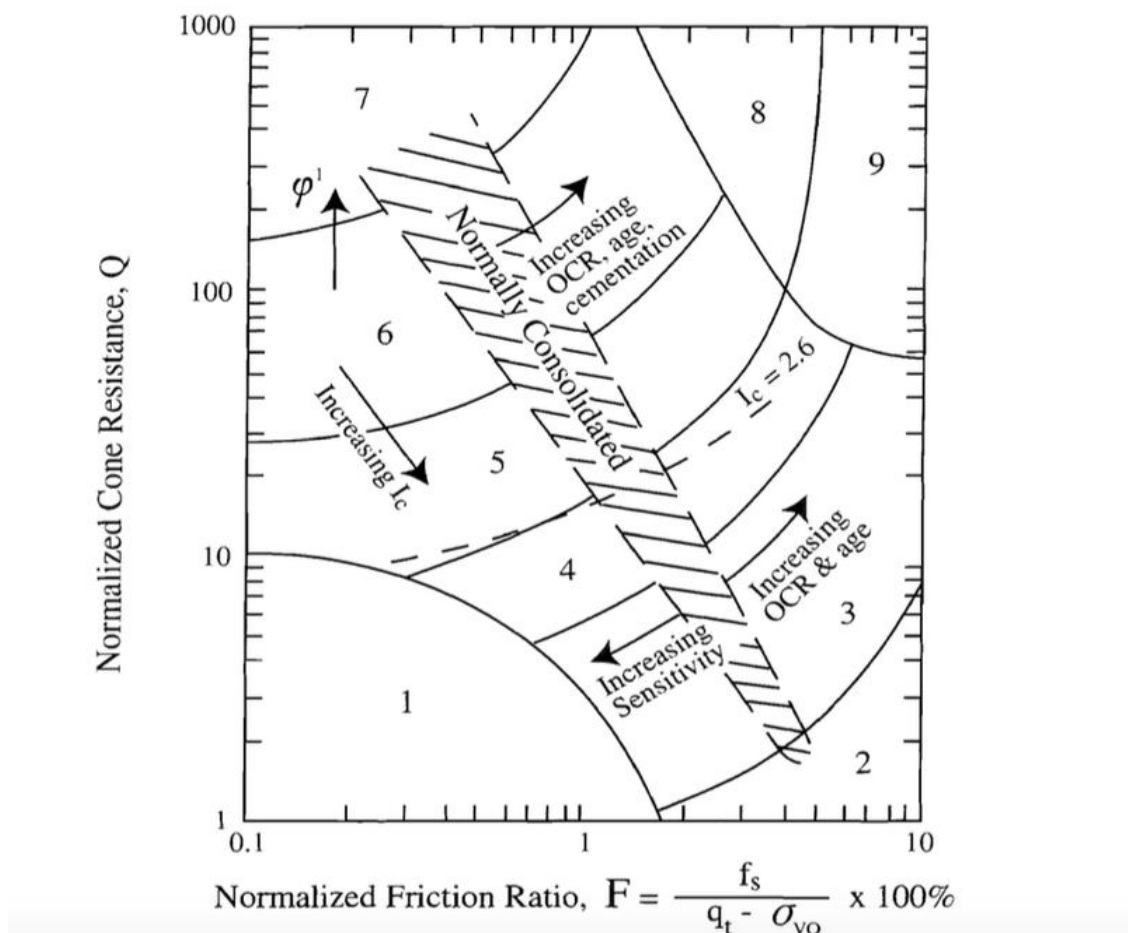


Figura 8 - Diagramma di Robertson & Wride (1998) in cui viene proposta una classificazione dei terreni basandosi su diversi parametri.

Nelle ascisse è riportato il rapporto di attrito normalizzato adimensionale (F) e nelle ordinate la resistenza alla punta normalizzata adimensionale (Q), i quali verranno poi illustrati

successivamente. Il rapporto di attrito normalizzato (F/Q) solitamente cresce all'aumentare del contenuto di fini e della plasticità del suolo.

Secondo il diagramma sopra descritto la classificazione dei terreni si divide in 6 zone [Tabella 3] principali a seconda dell'indice di comportamento:

Zona	Tipo di suolo	Indice Ic
2	Terreni organici (torbe)	Ic > 3,60
3	Argilla (da argilla limosa a argilla)	2,95 < Ic < 3,60
4	Miscele di limo (da limo argilloso a argilla limosa)	2,60 < Ic < 2,95
5	Miscele di sabbie (da sabbia limosa a limo sabbioso)	2,05 < Ic < 2,60
6	Sabbie (da pulite a limose)	1,31 < Ic < 2,05
7	Sabbia ghiaiosa	Ic < 1,31

Tabella 3 - Classificazione dei terreni proposta da Robertson (1990).

I raggi dei cerchi del grafico definiscono le varie tipologie di terreno attraverso l'indice di comportamento del suolo (Ic).

Secondo il metodo di Robertson & Wride (1998) Ic viene determinato usando i due fattori adimensionali, F e Q:

$$Q = [(q_c - \sigma_{v0})/P_a] \cdot [(P_a / \sigma'_{v0})^n]$$

$$F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] \cdot 100\%$$

dove

q_c = resistenza alla punta misurata (Mpa);

f_s = resistenza all'attrito laterale del manicotto (Mpa);

σ_{v0} = sforzo totale verticale (Mpa) dato dalla formula $(18 \cdot z) / 1000$ dove

z = profondità;

σ'_{v0} = sforzo efficace verticale (Mpa) dato dalla formula $[\sigma_{v0} - (9,81 \cdot z)] / 1000$;

P_a = pressione atmosferica = 0,01 (Mpa);

n = esponente che dipende dal tipo di suolo.

Per determinare il tipo di terreno, all'interno del calcolo dell'Ic si deve cambiare di volta in volta il valore dell'esponente (n) in base al risultato dell'indice di comportamento.

Inizialmente si assume che l'esponente abbia valore 1, come se fosse un suolo argilloso, e

si procede con il calcolo dell'Ic:

$$Ic = [(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2]$$

Se $I_c > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi viene conclusa, dato che il suolo non è a rischio liquefazione.

Se $I_c < 2,6$ significa che il suolo è di natura essenzialmente granulare. I_c viene quindi ricalcolato assumendo che (n) sia uguale a 0,5 per poter verificare l'effettiva assenza di fini all'interno del deposito.

In questo caso, se I_c ricalcolato risulta $< 2,6$ il suolo sarà probabilmente non plastico e granulare.

Mentre, se $I_c > 2,6$ il suolo è limoso e possibilmente plastico. In questo caso l' I_c dovrà essere ricalcolato un'ultima volta con il valore dell'esponente uguale 0,7.

Dopo aver ottenuto in via definitiva l'indice di comportamento, si procede con il calcolo della correzione della resistenza alla punta statica normalizzata (q_{c1N}) in funzione del contenuto di materiale fine all'interno del deposito. Essa viene calcolata come:

$$(q_{c1N}) = C_q \cdot (q_c / P_a)$$

dove

$C_q = (P_a / \sigma'_{vo})^n$ fattore di normalizzazione della resistenza alla punta e dove n è lo stesso usato per il calcolo dell' I_c .

Successivamente, si trasforma la resistenza alla punta statica normalizzata (q_{1cN}) per sabbie con all'interno una componente fine nell'equivalente per le sabbie pulite ($q_{1cN})_{cs}$. Viene calcolato secondo la seguente relazione:

$$(q_{1cN})_{cs} = K_c \cdot (q_{1cN})$$

dove

K_c = fattore di correzione per le caratteristiche granulometriche. Esso è definito dalla seguente relazione:

Se $I_c \leq 1,64$, allora $K_c = 1,0$.

Se $I_c > 1,64$, allora:

$$K_c = -0,403 \cdot I_c^4 + 5,581 \cdot I_c^3 - 21,63 \cdot I_c^2 + 33,75 \cdot I_c + - 17,8$$

Attraverso l'uso dei grafici di Robertson e Wride (1998)[Figura 9] si può determinare il CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) che rappresenta la resistenza del terreno agli sforzi di taglio e il CRS (*Cyclic Stress Ratio*), che indica la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma (Geostru) per sabbie con diverso contenuto di fine. Le curve dividono il campo dei suoli liquefacibili da quelli non liquefacibili.

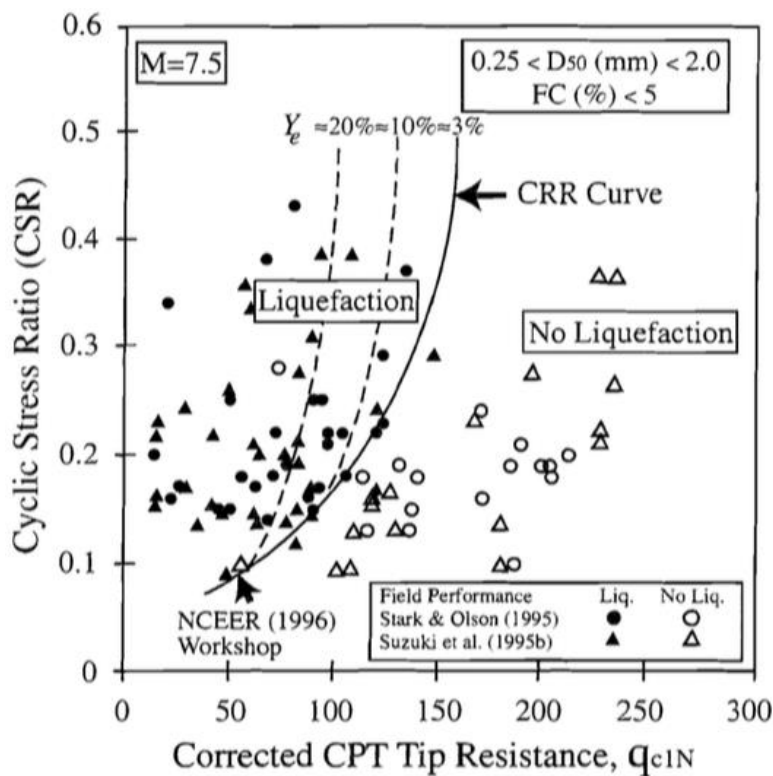


Figura 9 - Diagramma per il calcolo del CRR partendo dal CSR e da dati CPT (Youd & Idriss, 1997).

In primis viene calcolato il CRR per un terremoto di riferimento di magnitudo 7.5, attraverso la seguente relazione:

$$\text{Se } (q_{c1N})_{cs} < 50 \text{ allora } \mathbf{CRR_{7.5} = 0,833 \cdot [(q_{c1N}) / 1000] + 0,05}$$

$$\text{Se } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \text{ allora } \mathbf{CRR_{7.5} = 93 \cdot [(q_{c1N})_{cs} / 1000]^3 + 0,08}$$

Quindi, $CRR_{7.5}$ viene scalato in funzione della magnitudo attesa nel sito in esame. Nel nostro caso, ad esempio, useremo una magnitudo uguale a 6, pari alla magnitudo del sisma di del Maggio 2012.

La correzione di $CRR_{7.5}$ è data da:

$$\mathbf{CRR_M = CRR_{7.5} + MSF}$$

dove:

$\mathbf{MSF = 10^{2,84} / M^{3,24}}$ dove M = magnitudo del terremoto di riferimento. MSF è un fattore correttivo per calcolare il CRR_m per terremoti con magnitudo differente da 7.5.

Il passo successivo da compiere è calcolare il CSR, il quale dipende dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dello strato del terreno, corretto secondo il fattore di riduzione della sollecitazione (r_d), il quale diminuisce con l'aumentare della profondità. Il CSR viene calcolato secondo la seguente formula:

$$\mathbf{CSR = 0,65 \cdot (a_{max} / g) \cdot (\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) \cdot r_d}$$

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa da sito.

Nel caso specifico è stata utilizzata a_{max} con valore di $2,75m/s^2$ corrispondente PGA registrato durante l'evento sismico del maggio 2012 in Emilia Romagna;

g = accelerazione gravitazionale ($9,81 m/s^2$);

σ_{vo} e σ'_{vo} = tensione verticale litostatica totale ed effettiva;

0,65 =fattore peso;

r_d = fattore di riduzione delle tensioni alla profondità interessata, calcolato come:

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9,15m$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 \cdot z \quad \text{per } 9,15m < z \leq 23m$$

con

z = profondità misurata

Il coefficiente r_d “fornisce una correzione approssimata per la flessibilità del profilo del terreno” (Youd & Idriss, 1997).

Il risultato che si ottiene è l'FS, ovvero il fattore di sicurezza alla liquefazione, che è il rapporto tra la resistenza alla liquefazione del terreno ed il carico indotto dal sisma, espressi in base al rapporto di tensione di taglio ciclica (Facciorusso, 2003). Esso indica se il fenomeno della liquefazione può verificarsi e l'intensità del fenomeno:

$$FS = CRR_M / CSR$$

Se FS risulta maggiore di 1 il rischio di liquefazione viene considerato nullo, altrimenti si procede con il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione (IPL) basato sul metodo di Iwasaki et al. (1982) e definito come:

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

dove:

$F(z)$ = funzione del fattore sicurezza; se $FS_L < 1$ il valore della funzione sarà $1 - FS$, se $FS_L > 1$ avrà valore di 0;

$w(z)$ = spessore del suolo tra i vari intervalli registrati dalla prova;

dz = incremento differenziale della profondità.

L'indice di pericolosità del terreno viene calcolato proporzionalmente a diversi fattori:

- Spessore dello strato liquefacibile;
- vicinanza dello strato liquefacibile alla superficie;
- il fattore di sicurezza dello strato liquefacibile deve essere minore di 1.

Esso si divide in cinque classi di pericolosità proposte nella tabella 4:

Tabella 4 - Classi di rischio (Riga, 2007).

IPL	Rischio di liquefazione
IPL = 0	Non liquefacibile
$0 < IPL \leq 2$	Basso
$2 < IPL \leq 5$	Moderato
$5 < IPL \leq 15$	Alto
$IPL > 15$	Molto alto

Secondo Riga(2007), il parametro consente di calcolare una stima di quanto un sito possa essere soggetto alla pericolosità liquefattiva. Esso sta a indicare gli effetti della liquefazione “basata sulla larghezza e profondità delle zone liquefacibili”. Questo indice è valutato fino a un massimo di 20 metri di profondità.

2.2.2 Risultati

Inizialmente viene proposto nella figura 10 un diagramma riguardante il rapporto che intercorre tra la profondità (z) in metri e i valori di resistenza alla punta (q_c) e di attrito laterale (f_s) della prova CPT. Possiamo notare come, andando in profondità i valori di attrito laterale rimangano costanti, mentre la resistenza alla punta tende a diminuire. Ciò può già fornirci una prima descrizione sedimentologica del suolo in considerazione.

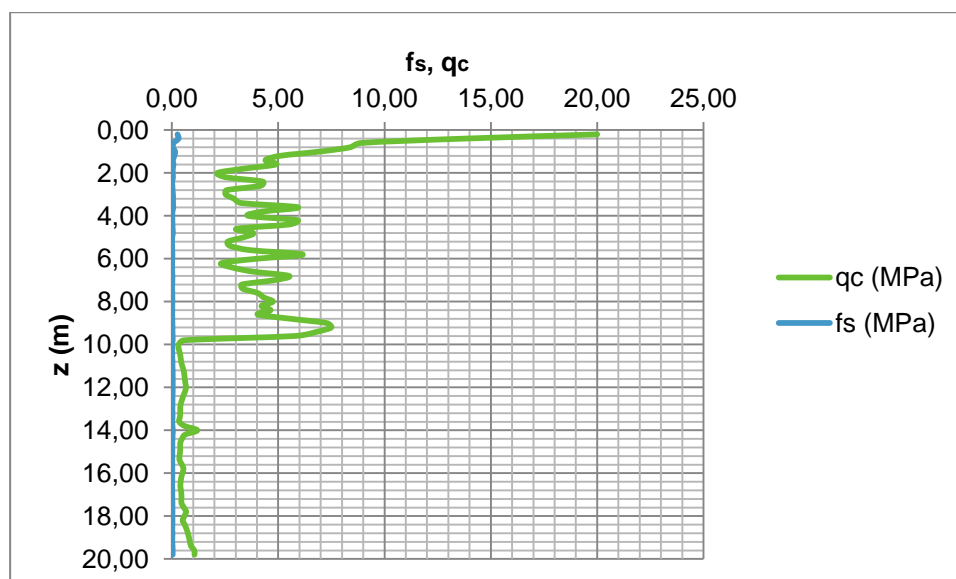


Figura 10: grafico del rapporto tra la profondità (z) e i valori della resistenza alla punta (q_c) e attrito laterale (f_s) risultanti da una prova CPT.

Infatti, dalla prova, notiamo come i primi 9,6 metri siano caratterizzati da depositi di sabbie pulite con brevi intercalazioni di sabbia limosa-limo sabbioso ($1,30 < I_c < 2,60$), mentre tra i 9,8 metri e i 19,8 metri troviamo suolo caratterizzato da terreni organici (torbe) e intercalazioni argillose ($2,95 < I_c < 3,60$ e $I_c > 3,60$) in cui non vi è la presenza di un potenziale rischio di liquefazione.

Inserendo i valori ottenuti nel foglio di calcolo di excel (non si è tenuto conto dei primi 100 cm di suolo poiché i valori del calcolo della resistenza alla punta normalizzata delle sabbie pulite risultavano troppo alti), si sono potuti ricavare i valori di FS e IPL che, successivamente, ho rappresentato graficamente [Figura 11,12].

I grafici hanno in ascissa i valori di FS e in ordinata quelli della profondità dello strato in metri. Parallelamente all'asse y si è tracciata una linea che mette in evidenza il valore 1 del fattore di sicurezza, che rappresenta il limite oltre al quale si ha rischio di liquefazione. Tuttavia, il geologo che attua questa stima può decidere di variare questo limite di qualche decimale per ottenere i dati con maggior precisione e sicurezza.

Le analisi sono state condotte ipotizzando due differenti casi:

- Il primo caso [Tabella 5] è stato condotto considerando la sismicità storica dell'area, ricavando l'accelerazione massima prevista per la zona dall'INGV ($a_{max}= 1,5m/s^2$).

Assumendo ciò all'interno del calcolo del CSR possiamo vedere [Figura 11] che la maggior parte dei valori del fattore di sicurezza siano risultati maggiori di 1 (vi è la presenza solo di due piccoli strati in cui $FS < 1$ a profondità 5,2m-5,4m e 6,2m-6,4m).

Il potenziale, quindi, risulta di 0,2617, indicando un rischio di liquefazione basso/nulla.

Questo risultato è in disaccordo con quanto avvenuto realmente nei pressi di San Carlo, dove la scossa massima avvenuta nel 2012 ha causato vasti fenomeni di liquefazioni.

- Nel secondo caso viene presa in considerazione l'accelerazione massima avvenuta nel Maggio 2012 ($a_{max}=2,75 m/s^2$).

Utilizzando questo parametro vediamo come la maggior parte dei valori del fattore di sicurezza risultano inferiore a 1 [Figura 12]. Nel grafico notiamo che la maggior parte dei punti presi in considerazione si trovano sulla sinistra della linea parallela all'asse y ($FS=1$):

- 1,4 - 2,8 metri;
- 3,8 - 9,6 metri.

Utilizzando un valore più realistico di accelerazione massima si ottiene un potenziale di liquefazione pari a 2,2116. Dalla tabella 6 possiamo vedere che il nostro risultato sta tra la classe $2 < IPL \leq 5$ che equivale a un rischio di liquefazione moderato.

FSi	z (m)	1-FS	Spessore	(1-FS)*sp
	0,2			
	0,4			
	0,6			
	0,8			
	1,0			
3,0133	1,2			
1,6899	1,4			
2,3338	1,6			
1,4816	1,8			
1,2934	2,0			
1,6251	2,2			
1,3892	2,4			
1,5114	2,6			
1,3483	2,8			
1,8697	3,0			
1,9696	3,2			
1,8707	3,4			
2,8593	3,6			
1,4554	3,8			
1,2220	4,0			
1,8028	4,2			
1,7117	4,4			
1,3485	4,6			
1,5418	4,8			
1,0871	5,0			
0,9428	5,2	0,0572	2	0,1144
0,9866	5,4	0,0134	2	0,0268
1,0917	5,6			
1,5934	5,8			
1,1174	6,0			
0,9561	6,2	0,0439	2	0,0878
0,9836	6,4	0,0164	2	0,0328
1,0752	6,6			
1,3608	6,8			
1,2198	7,0			
1,0170	7,2			
1,0004	7,4			
1,0826	7,6			
1,1287	7,8			
1,1569	8,0			
1,0877	8,2			
1,1101	8,4			
1,0452	8,6			
1,2223	8,8			
1,4986	9,0			
1,5799	9,2			
1,4471	9,4			
1,3481	9,6			

Tabella 5 - Risultati finali del calcolo del potenziale di liquefazione nella zona di San Carlo (FE) con accelerazione massima di 1,5m/s².

IPL= 0,2671

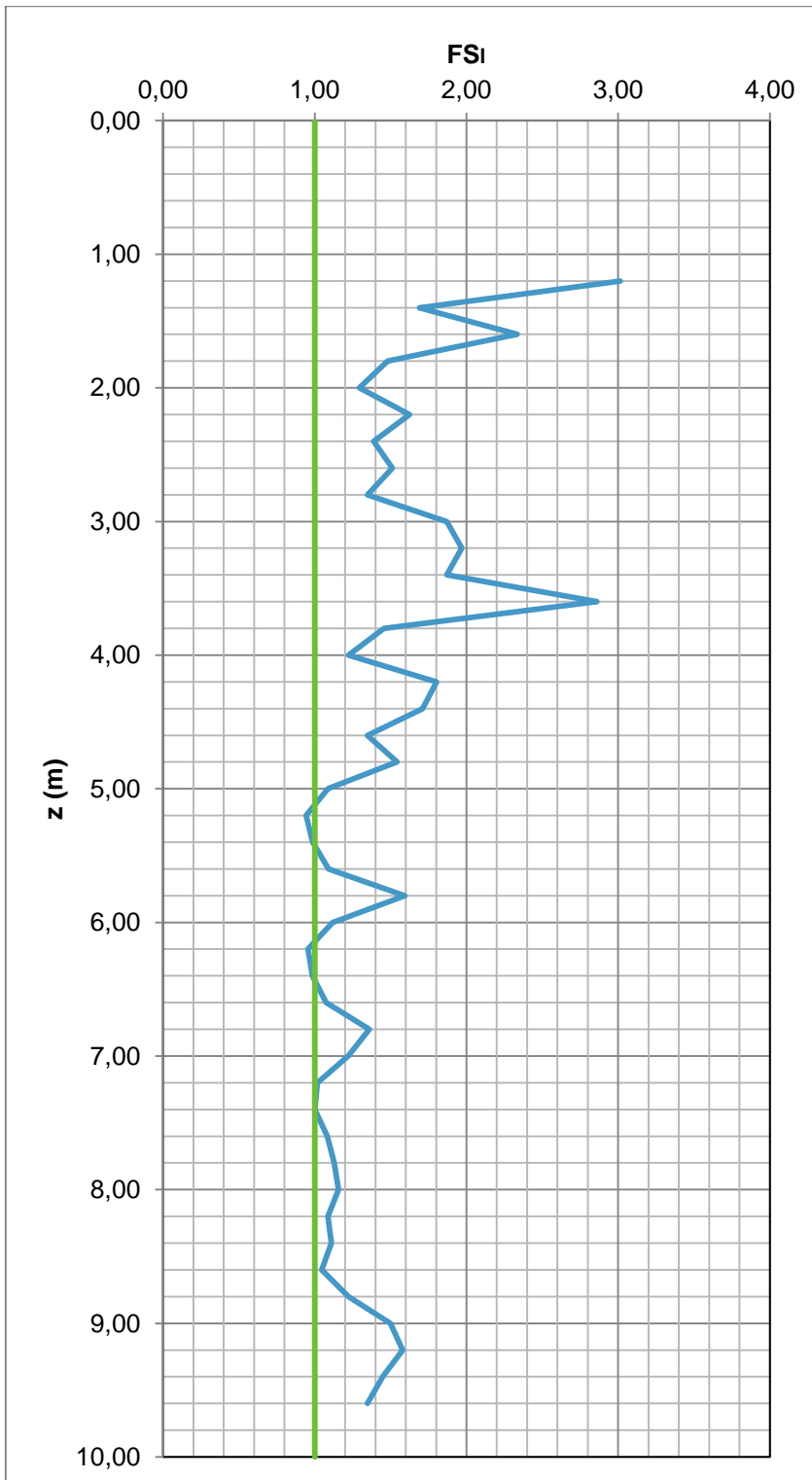


Figura 11 - grafico della stima del potenziale di liquefazione con magnitudo 6, accelerazione massima di $1,5\text{m/s}^2$, profondità falda 9,6 m.

FSI	z (m)	1-FS	Spessore	(1_FS)*Spe
	0,20			
	0,40			
	0,60			
	0,80			
	1,00			
1,6436	1,20			
0,9218	1,40	0,0782	0,2	0,0156
1,2730	1,60			
0,8081	1,80	0,1919	0,2	0,0384
0,7055	2,00	0,2945	0,2	0,0589
0,8864	2,20	0,1136	0,2	0,0227
0,7578	2,40	0,2422	0,2	0,0484
0,8244	2,60	0,1756	0,2	0,0351
0,7355	2,80	0,2645	0,2	0,0529
1,0199	3,00			
1,0743	3,20			
1,0204	3,40			
1,5596	3,60			
0,7938	3,80	0,2062	0,2	0,0412
0,6665	4,00	0,3335	0,2	0,0667
0,9833	4,20	0,0167	0,2	0,0033
0,9337	4,40	0,0663	0,2	0,0133
0,7356	4,60	0,2644	0,2	0,0529
0,8410	4,80	0,1590	0,2	0,0318
0,5930	5,00	0,4070	0,2	0,0814
0,5143	5,20	0,4857	0,2	0,0971
0,5381	5,40	0,4619	0,2	0,0924
0,5955	5,60	0,4045	0,2	0,0809
0,8691	5,80	0,1309	0,2	0,0262
0,6095	6,00	0,3905	0,2	0,0781
0,5215	6,20	0,4785	0,2	0,0957
0,5365	6,40	0,4635	0,2	0,0927
0,5865	6,60	0,4135	0,2	0,0827
0,7422	6,80	0,2578	0,2	0,0516
0,6654	7,00	0,3346	0,2	0,0669
0,5547	7,20	0,4453	0,2	0,0891
0,5457	7,40	0,4543	0,2	0,0909
0,5905	7,60	0,4095	0,2	0,0819
0,6157	7,80	0,3843	0,2	0,0769
0,6311	8,00	0,3689	0,2	0,0738
0,5933	8,20	0,4067	0,2	0,0813
0,6055	8,40	0,3945	0,2	0,0789
0,5701	8,60	0,4299	0,2	0,0860
0,6667	8,80	0,3333	0,2	0,0667
0,8174	9,00	0,1826	0,2	0,0365
0,8617	9,20	0,1383	0,2	0,0277
0,7893	9,40	0,2107	0,2	0,0421
0,7353	9,60	0,2647	0,2	0,0529

Tabella 6 - Risultati finali del calcolo del potenziale di liquefazione nella zona di San Carlo (FE) con accelerazione massima pari a 2,75m/s².

I_{PL}=2,2115

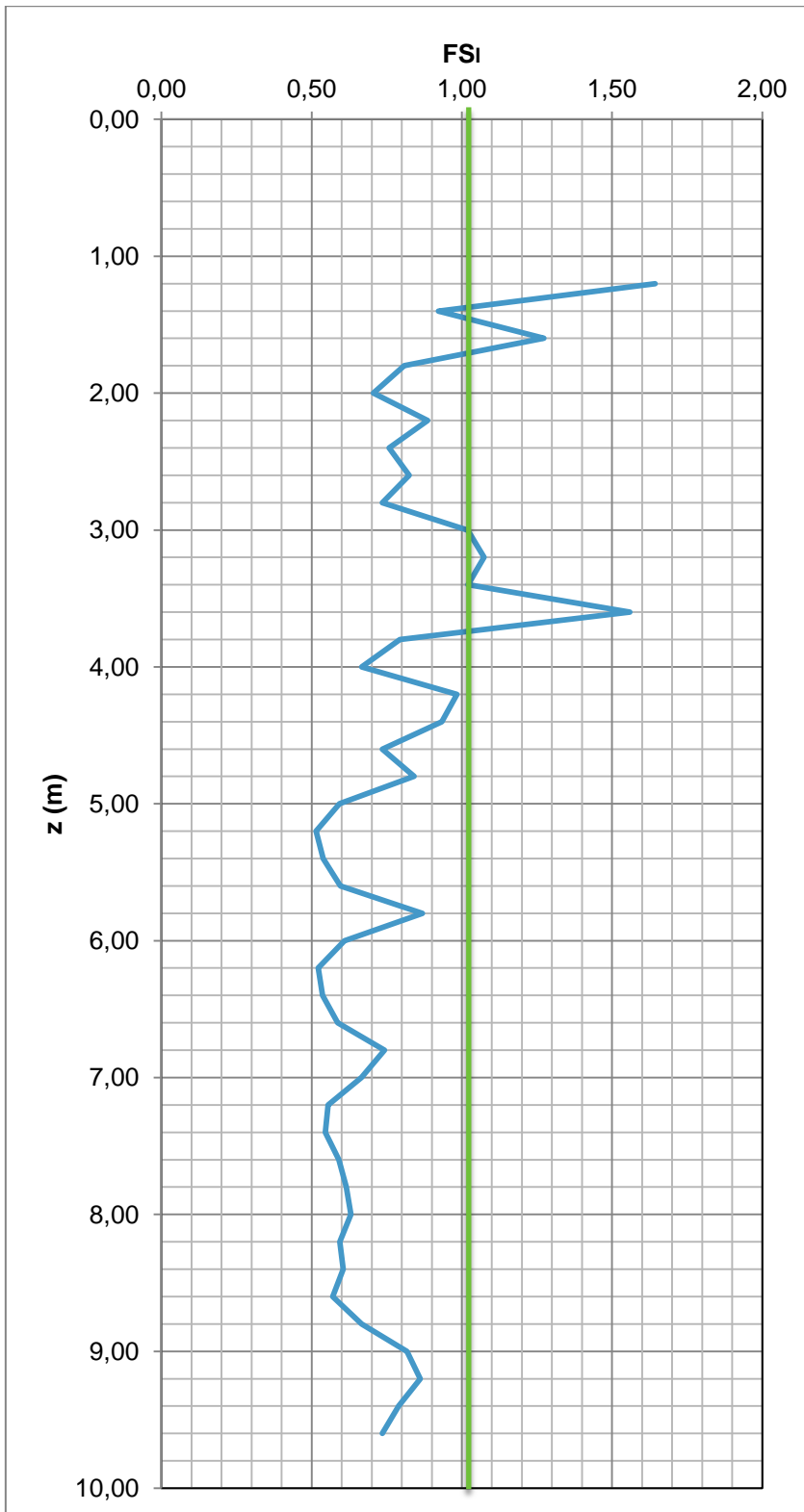


Figura 12 - grafico della stima del potenziale di liquefazione con magnitudo 6, accelerazione $2,75 \text{ m/s}^2$, profondità falda $9,6 \text{ m}$.

3 - Analisi di rischio di liquefazione nel sito di Isola Serafini

3.1 - Descrizione del sito

Isola Serafini è la maggiore delle isole fluviali del fiume Po. E' situata nel territorio comunale di Monticelli d'Ongina (PC), in prossimità della confluenza col fiume Adda.

Su questo terreno fu costruita una centrale idroelettrica gestita dalla multinazionale "Enel Green Power S.P.A." che produce energia sfruttando il dislivello prodotto da un doppio sbarramento.

Isola Serafini è composta principalmente da depositi sabbiosi, situati lungo la sponda destra, isolati dalla riva da un sottile lembo di fiume [Figura 13].



Figura 13 - Veduta satellitare di Isola serafini (Google Earth™). Sulle sponde è possibile notare i depositi sabbiosi meandriiformi formati dall'azione del fiume. La puntina rossa indica il luogo in cui è stata effettuata la prova CPT S2-P1a.

Isola Serafini è costituita prevalentemente da depositi di piana alluvionale, ma sono presenti anche depositi di argine di canale e rotta fluviale. La pianura circostante è caratterizzata da depositi di piana inondabile i cui sedimenti sono stati depositi dal susseguirsi delle alluvioni del fiume Po nel tempo [Figura 14].

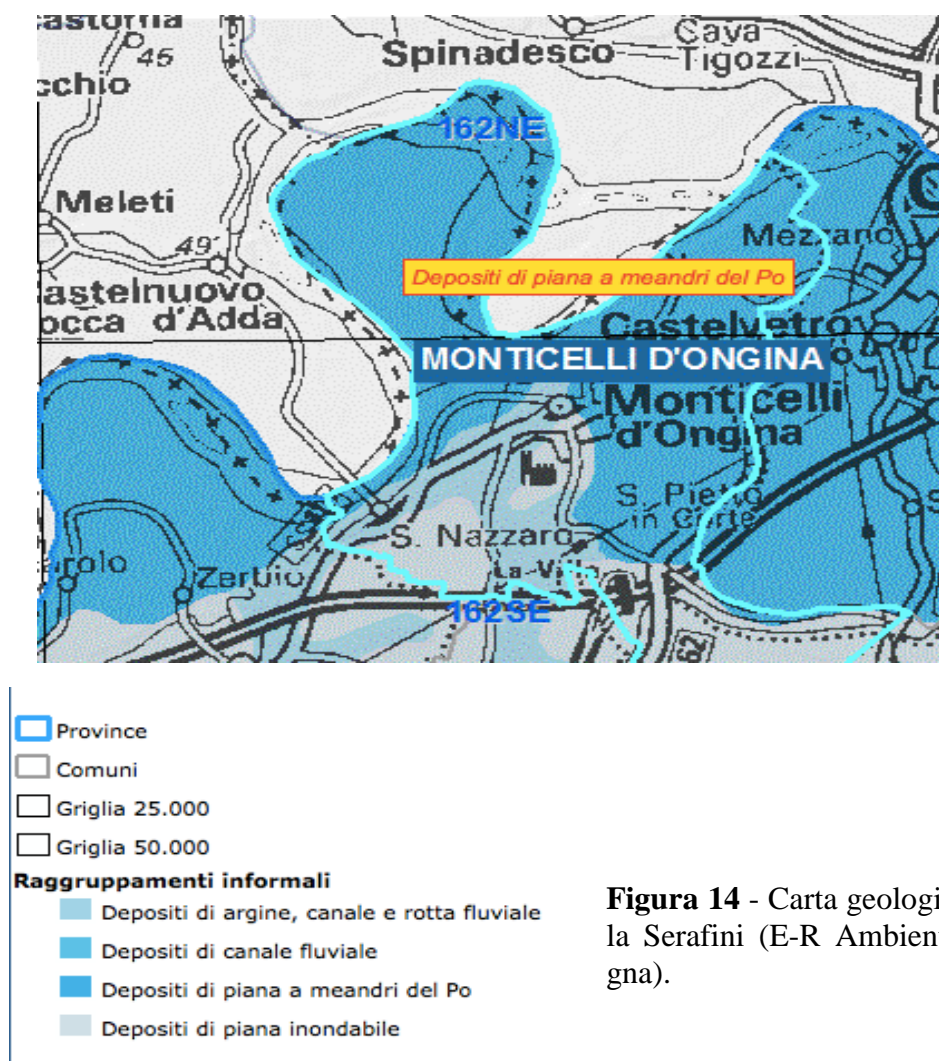


Figura 14 - Carta geologia dell'area di Isola Serafini (E-R Ambiente, Emilia Romagna).

I *thrust* (faglie inverse a regime compressivo) che hanno generato la sequenza di eventi sismici del Maggio-Giugno 2012 proseguono anche al di sotto della zona presa in esame, Isola Serafini.

Di seguito vengono descritti alcuni dei dati geognostici raccolti per la realizzazione di un nuovo impianto sulla sponda destra del fiume, tra lo sbarramento e la centrale preesistenti.

3.2 - Indagini geognostiche

Nel sito di Isola Serafini sono state effettuate le seguenti indagini geognostiche:

- n°3 sondaggi a carotaggio continuo: consistono nell'estrarre da 1 a 3 metri di terreno per fase di avanzamento, fino all'arrivo della profondità desiderata. Solitamente, per la perforazione, viene utilizzato un carotiere a corona dentata diamantata. Il foro viene generalmente rivestito con tubi di metallo per evitare che le pareti del foro possano cedere;
- n°8 sondaggi a distruzione di nucleo: sono eseguiti con strumentazione simile a quella del carotaggio continuo, determinando però il rimaneggiamento del terreno durante l'avanzamento.
- n°4 installazioni di tubi in PVC per prove *down-hole*: il foro di sondaggio viene rivestito con tubi in PVC in cui verranno calati all'interno geofoni. Sulla superficie vengono create delle onde, le quali verranno registrate dagli strumenti stessi.
- n°223 prove SPT
- n°30 prove Lefranc a carico variabile e a carico costante: hanno lo scopo di misurare la conducibilità idraulica orizzontale del terreno.
- n°2 prove dilatometriche Marchetti: consiste nell'infissione a pressione nel terreno di un sistema di aste che termina con una lama d'acciaio nella cui parte centrale è posta una membrana di forma circolare. Ogni 20 cm la penetrazione viene arrestata per eseguire la prova immettendo un gas in pressione nella membrana determinandone l'espansione.
- n°3 prove penetrometriche CPTu.

Per la stima del potenziale di liquefazione prenderò in considerazione una delle prove CPTu.

Le prove CPTu sono state realizzate tramite l'uso di una punta elettrica formata da un "cono" e un "manicotto d'attrito", strumenti usati per trovare, rispettivamente, la resistenza alla punta (qc) e la resistenza all'attrito laterale locale (fs). In questo specifico caso la punta elettrica viene dotata di un piezocono per la misura delle sovrappressioni dell'acqua.

Inoltre, il penetrometro è anche composto da un elemento di acquisizione, da un encoder⁴ e da un sistema di dati che, collegati via cavo, ne permettono il trasferimento dalla punta ai vari componenti del sistema.

La punta viene infissa nel terreno con avanzamento costante di 2 cm/s tramite un sistema di spinta costituito da una coppia di pistoni collegati tra loro tramite una traversa orizzontale.

Ogni prova è stata eseguita fino a rifiuto per resistenza di punta.

⁴ Elemento che misura l'avanzamento in profondità e trasferisce i dati per ogni centimetro al sistema di acquisizione.

3.3 Calcolo del potenziale di liquefazione

La prova utilizzata per il calcolo del potenziale di liquefazione è stata eseguita il 10 Agosto 2011, ed ha le seguenti caratteristiche:

- profondità preforo = -1,78m
- livello falda acquifera= -8,16m
- fine prova (metri da piano campagna) = 19,711m

Il calcolo ha seguito la stessa procedura attuata per il sito di San Carlo (FE).

Anche se il terreno con potenziale rischio di liquefazione si trova generalmente tra il piano campagna e 15 metri di profondità, in questa analisi terremo conto anche dei restanti 4 metri.

In questo caso, i risultati sono stati analizzati anche tramite un software “CPTe-it” (Figura 18), grazie al quale si è potuto ottenere una ulteriore equivalenza con i dati ottenuti con il semplice calcolo con “Excel” (il numero di dati risulta eccessivo ai fini di questa relazione pertanto verranno omessi).

Anche per Isola Serafini viene proposto inizialmente un diagramma che rappresenta il rapporto tra la profondità e i parametri f_s e q_c (Figura 15).

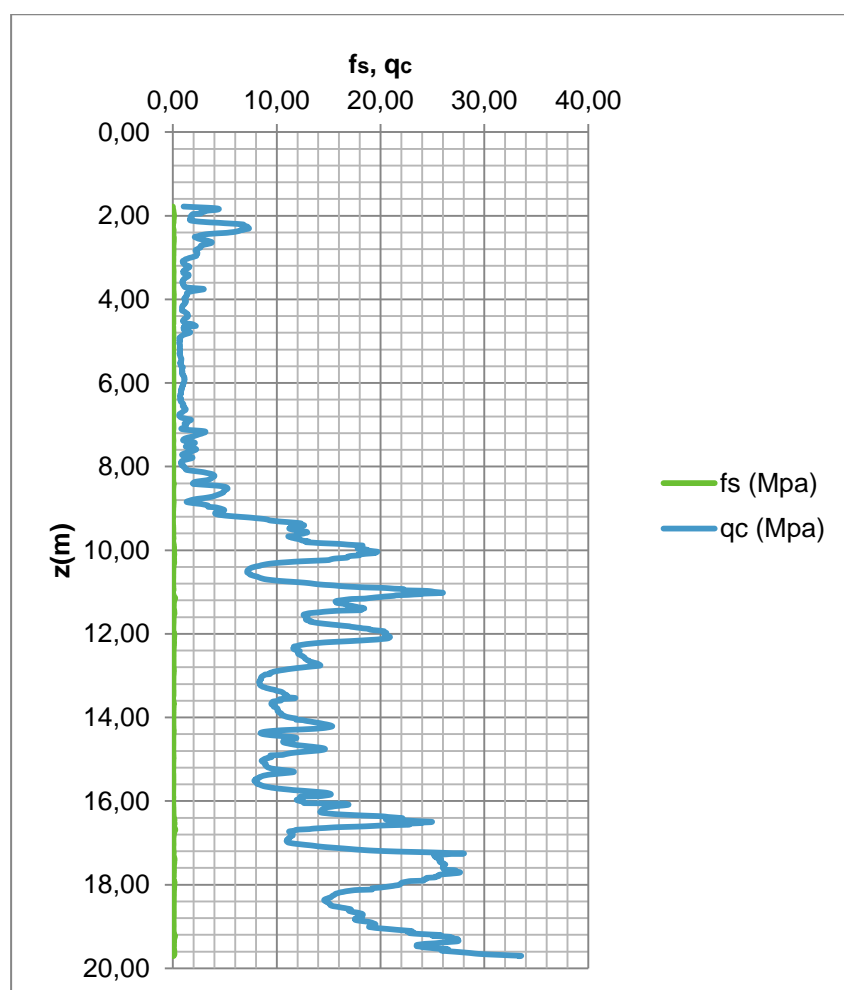


Figura 15: grafico del rapporto tra la profondità (z) e i valori della resistenza alla punta (q_c) e attrito laterale (f_s) risultanti da una prova CPTu.

Dal punto di vista stratigrafico si può notare come nei primi 3 metri il terreno è caratterizzato da un'alternanza di sabbia limosa e argilla limosa ($1,30 < I_c < 2,60$).

Successivamente troviamo la presenza di terreno argilloso ($2,60 < I_c < 3,60$) fino a circa 9 metri di profondità, con piccole intercalazioni di argilla siltosa e limo sabbioso verso la base.

Infine, fino ai 19 metri di profondità sono presenti terreni sabbiosi-sabbioso limosi ($2,05 < I_c < 2,60$) (con spessori che posso variare da qualche decina di centimetri fino a due metri e mezzo).

Come nella prova precedente, anche in questo caso i dati vengono analizzati con due accelerazione massime; prima imponendo quella riferita alla normativa, poi quella realmente misurata nel terremoto del Maggio 2012, avvenuto a circa un centinaio di chilometri di distanza in un contesto tettonico simile.

Inizialmente sono stati applicati i calcoli ponendo come valore di accelerazione massima $1,5\text{m/s}^2$: il fattore di sicurezza ha valore minore di uno solo negli intervalli 1,77-1,79 metri e 4,62-4,63 metri di profondità [Figura 16].

In questo caso l'indice del potenziale di liquefazione è pari a zero ($IP_L=0,0053$) e il rischio liquefattivo risulta nullo.

Con l'applicazione di un $a_{\max}=2,75\text{m/s}^2$ il terreno risponde in modo differente, ma senza superare mai livelli critici. Riscontriamo valori di fattore di sicurezza minore di 1 in più intervalli rispetto all'analisi precedente, come si può vedere nel grafico che riportata successivamente [Figura 17]:

- 1,77 - 1,89 metri;
- 2,08 - 2,10 metri;
- 2,95 - 3,03 metri;
- 3,13 - 3,25 metri;
- 4,59 - 4,63 metri;
- 6,86 - 6,90 metri;
- 7,13 - 7,29 metri;
- 7,42 - 7,47 metri;
- 7,56 - 7,63 metri;
- 7,78 metri;
- 8,09 - 8,36 metri;
- 8,44 - 8,77 metri;
- 8,89 - 9,25 metri;
- 10,42 - 10,68 metri;
- 15,42 - 15,63 metri.

Facendo il calcolo del potenziale di liquefazione risulta pari a 0,4842: in questo caso il rischio liquefattivi risulta nella classe basso/nulla.

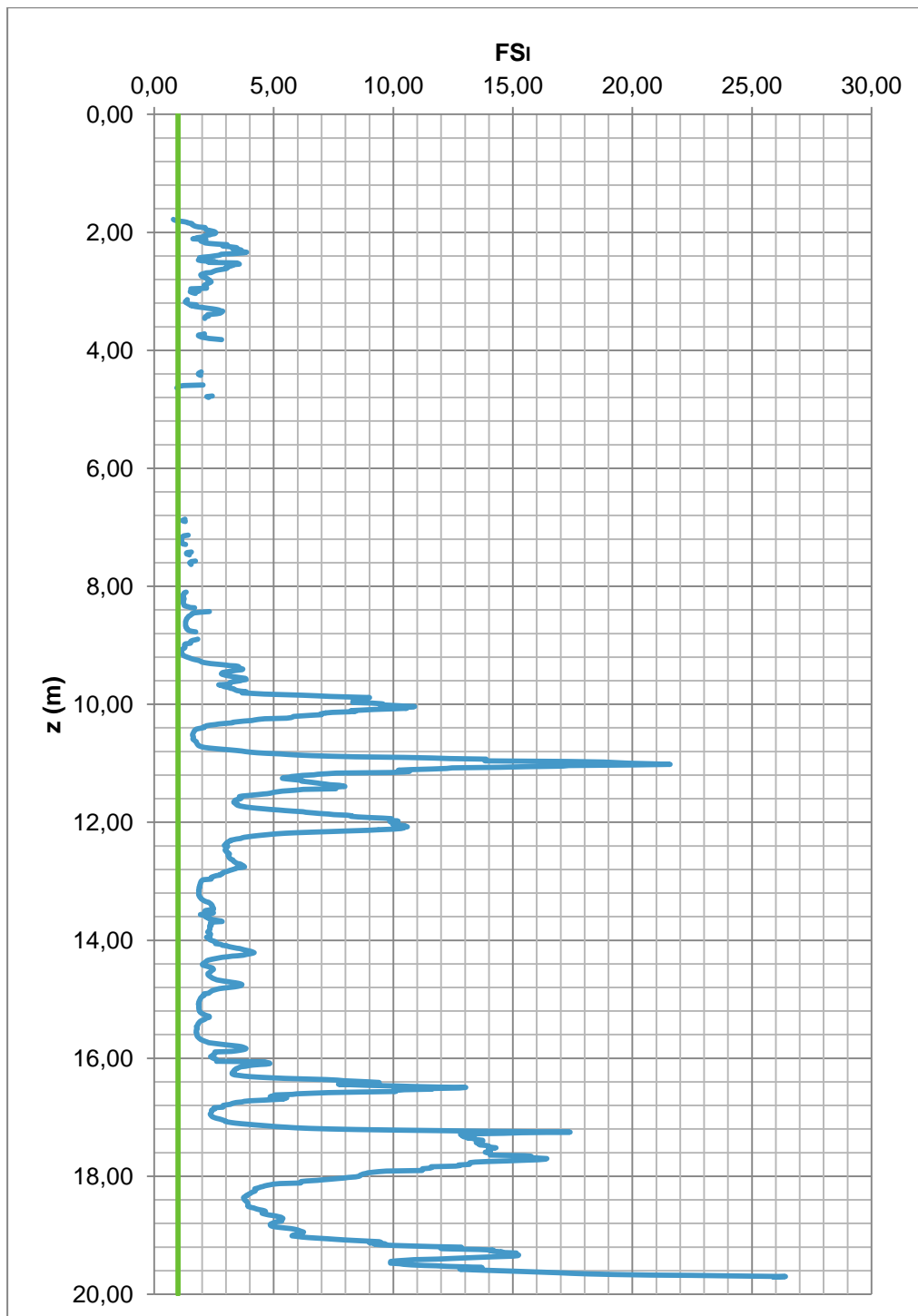


Figura 16 - grafico della stima del potenziale di liquefazione con magnitudo 6, accelerazione massima $1,5 \text{ m/s}^2$, profondità 19,7 m.

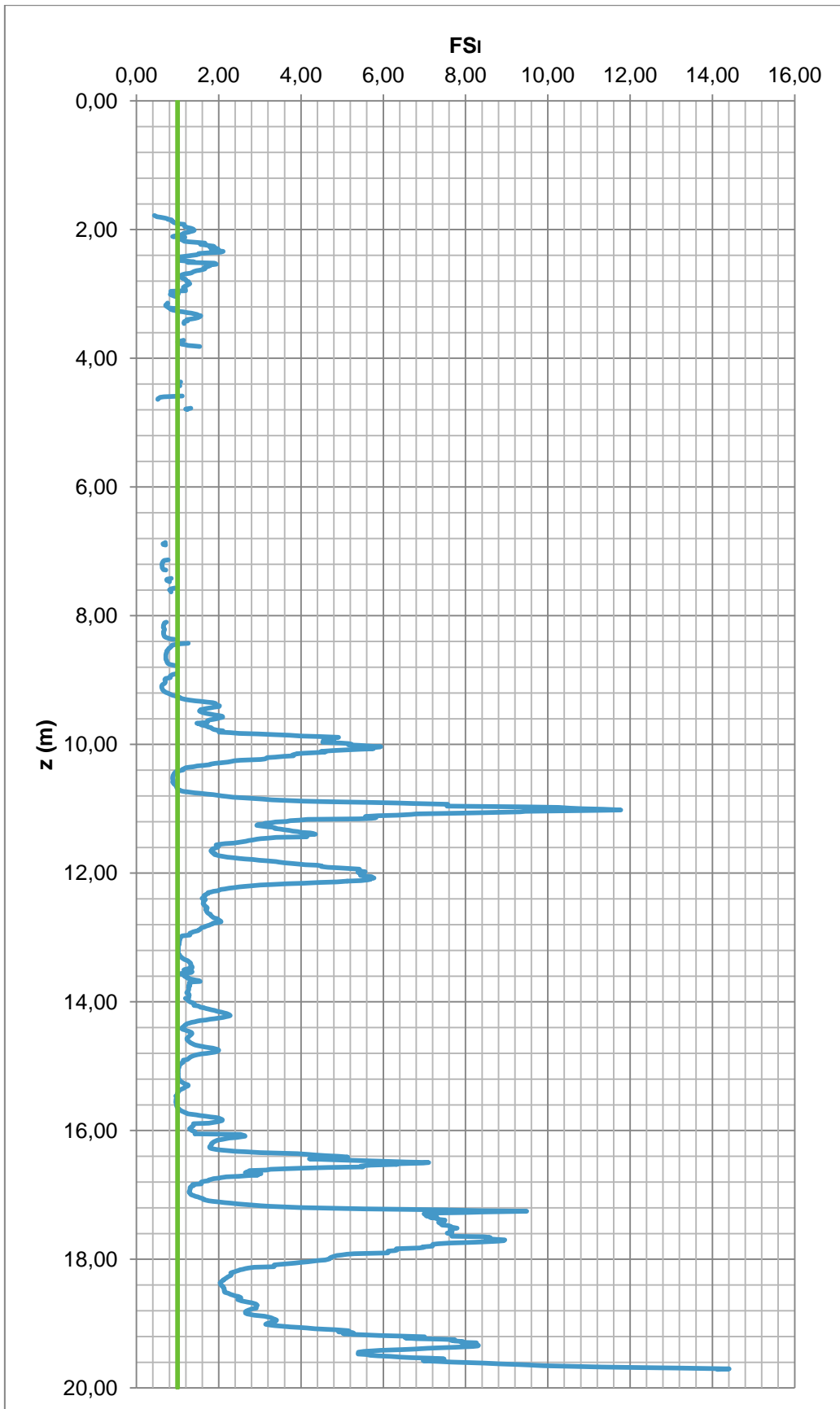


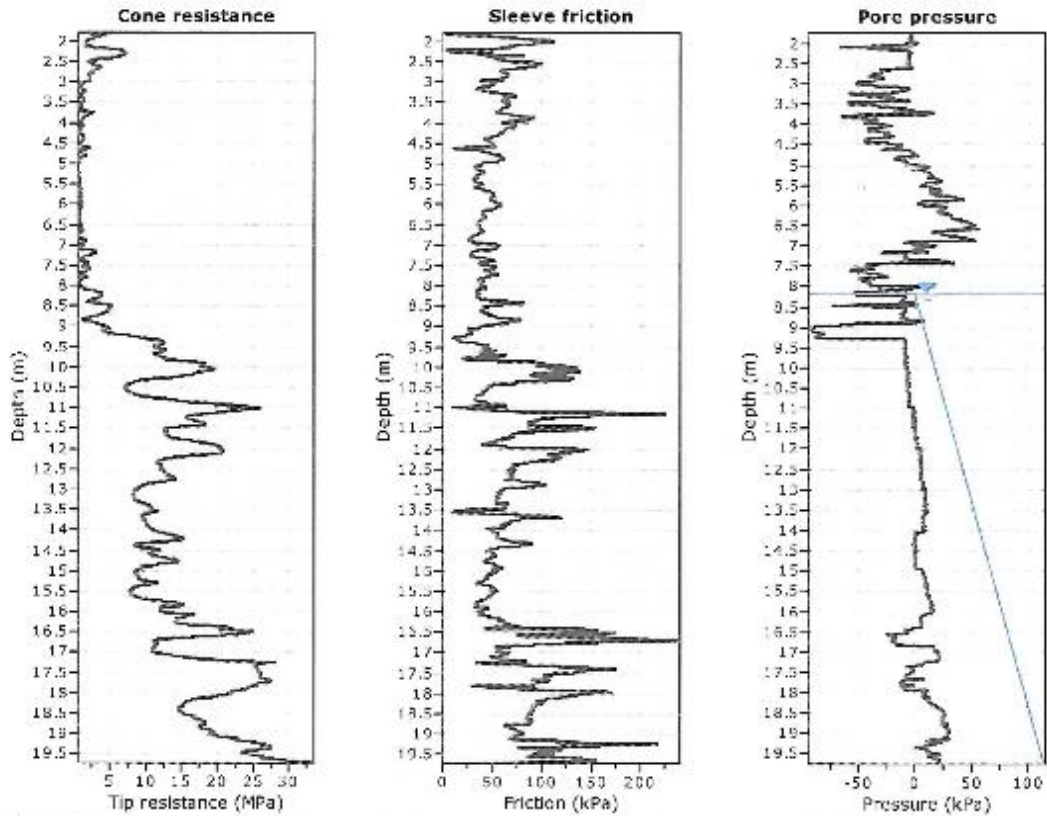
Figura 17 - grafico della stima del potenziale di liquefazione con magnitudo 6, accelerazione massima 2,75 m/s², profondità 19,7 m.

Figura 18: dati relativi al sito di Isola Serafini analizzati tramite l'uso del software "CPeT-it".

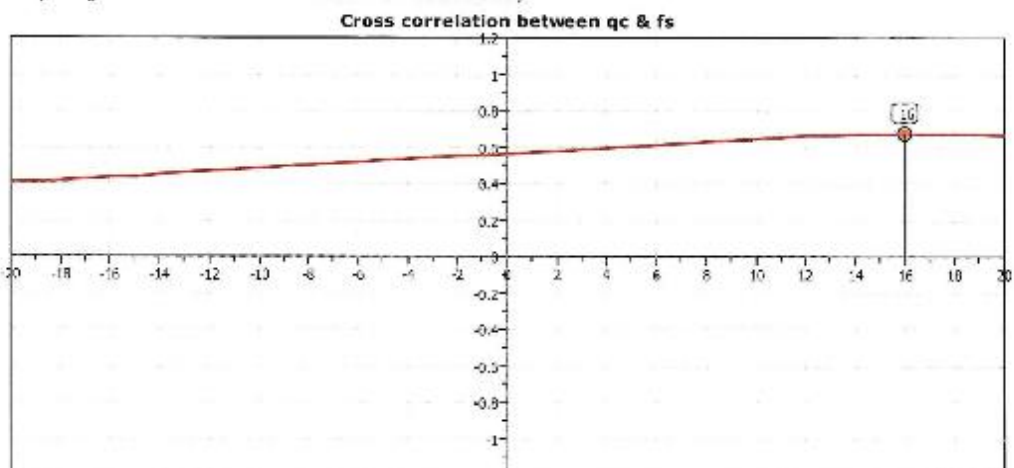
CGA Studio Tecnico Associato
 Via E. Fermi 11/A
 40050 - San Giovanni in Persiceto (BO)
 http://www.cgastudio.it

Project:
Location:

CPT: CPT-01
 Total depth: 19.71 m, Date: 05/10/2015
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00
 Cone Type: Unknown
 Cone Operator: Unknown



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw q_c and f_s values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

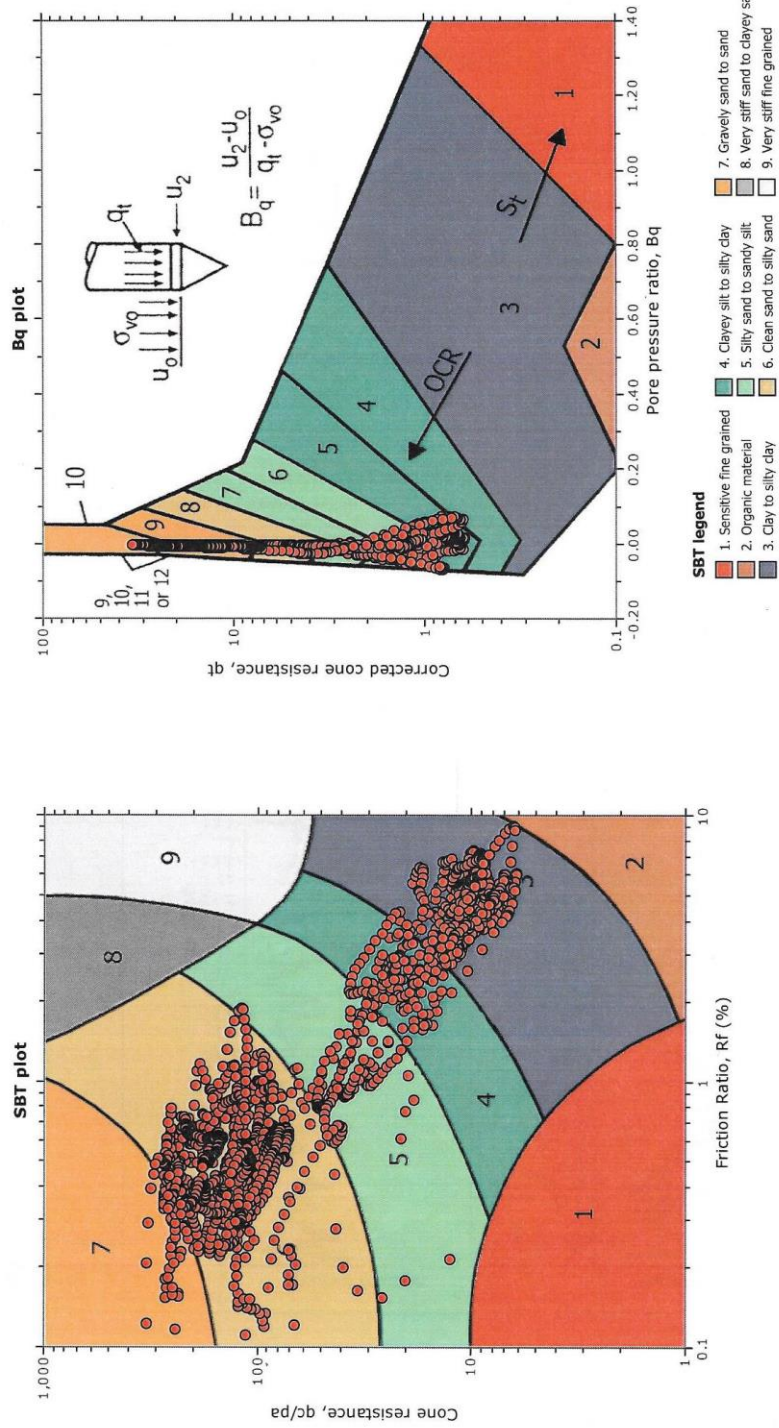


CGA Studio Tecnico Associato
 Via E. Fermi 11/A
 40050 - San Giovanni in Pesiceto (BO)
 http://www.cgastudio.eu

Project:
 Location:

CPT: CPT-01
 Total depth: 19.71 m, Date: 05/10/2015
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00
 Cone Type: Unknown
 Cone Operator: Unknown

SBT - Bq plots



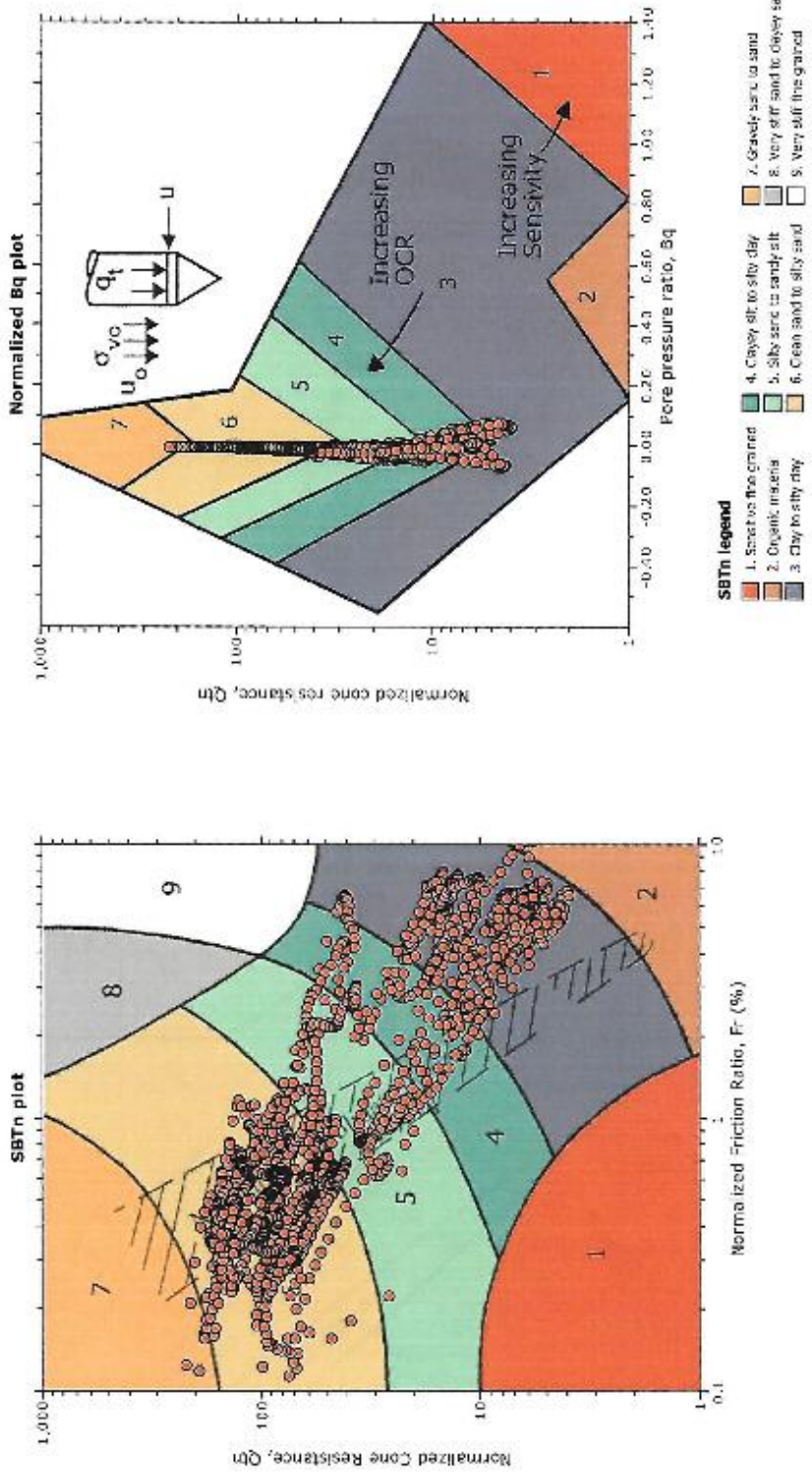
CPT-IT v.1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 05/10/2015, 15:22:48
 Project file:

CGA Studio Tecnico Associato
 Via E. Fermi, 11/A
 40139 - San Giovanni in Persiceto (BO)
 http://www.cgastudio.it

Project:
 Location:

CPT: CPT-01
 Total depth: 19.71 m, Date: 05/10/2015
 Surface Elevation: 0.50 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00
 Core Type: Unknown
 Core Operator: Unknown

SBT - Bq plots (normalized)



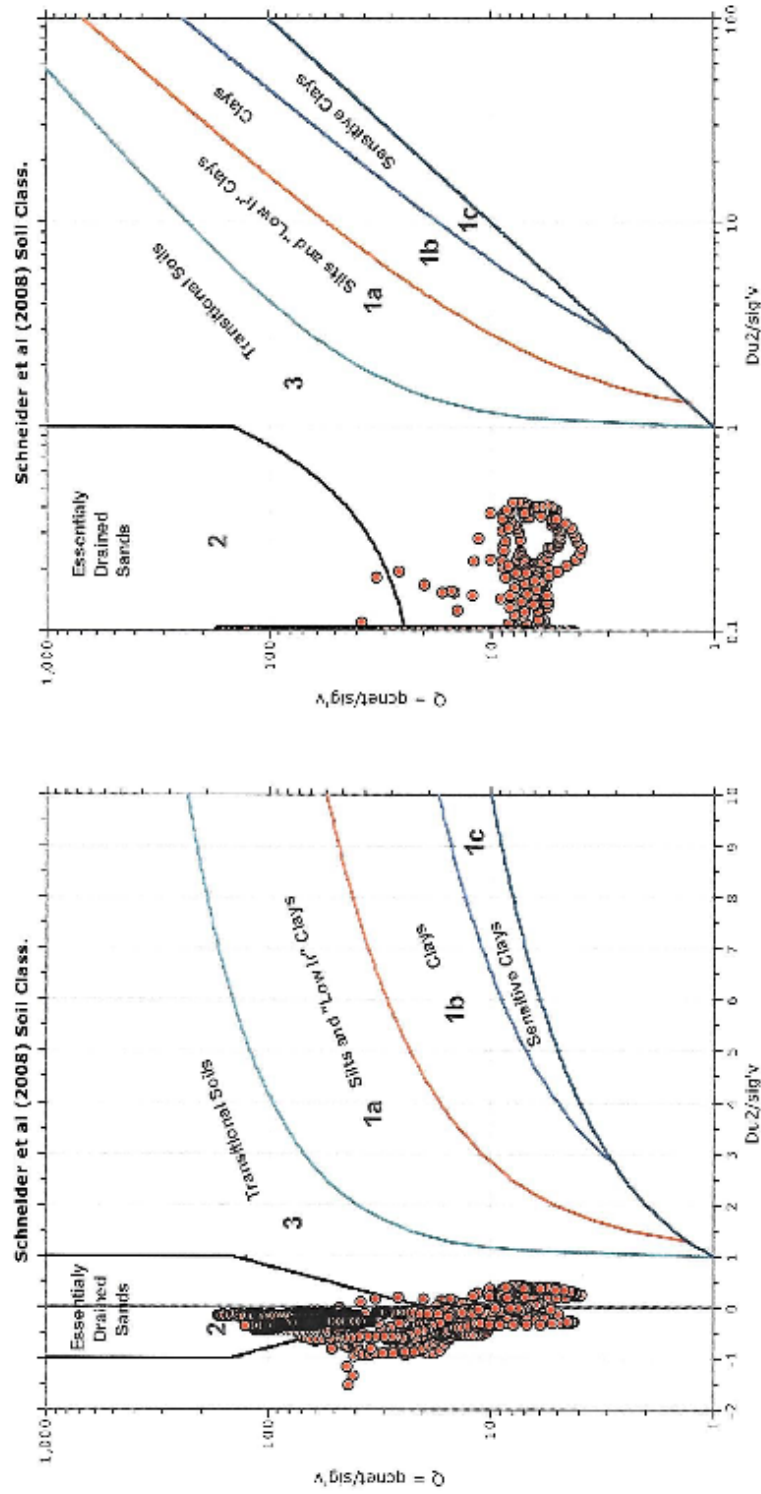
QcET IT v.1.7.0.12 - CPTU data presentation & interpretation software - report created on: 05/10/2015, 15:22:48
 Project file:

CGA Studio Tecnico Associato
 Via E. Fermi 11/A
 40050 - San Giovanni in Persicola (BO)
 http://www.cgastudio.it

Project:
 Location:

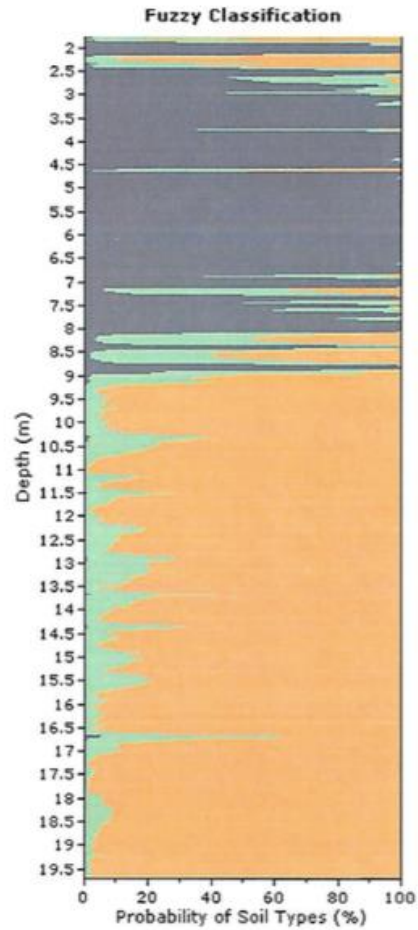
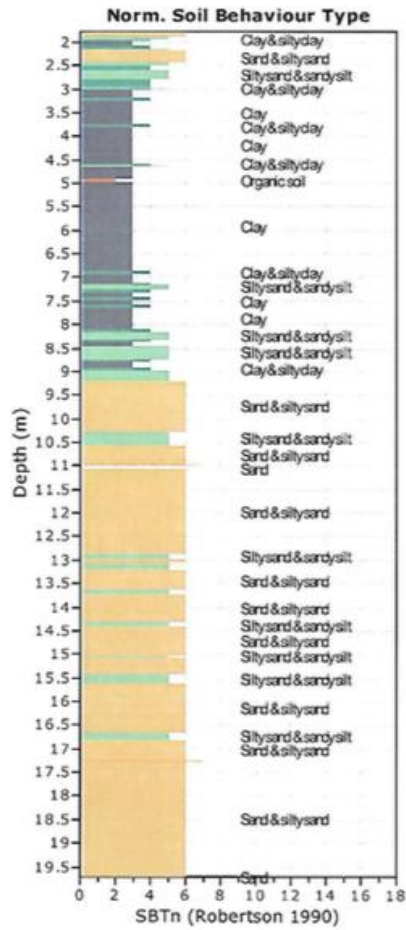
CPT: CPT-01
 Total depth: 19.71 m, Date: 05/10/2015
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.40, Y:0.00
 Core Type: Unknown
 Core Operator: Unknown

Bq plots (Schneider)



Project:

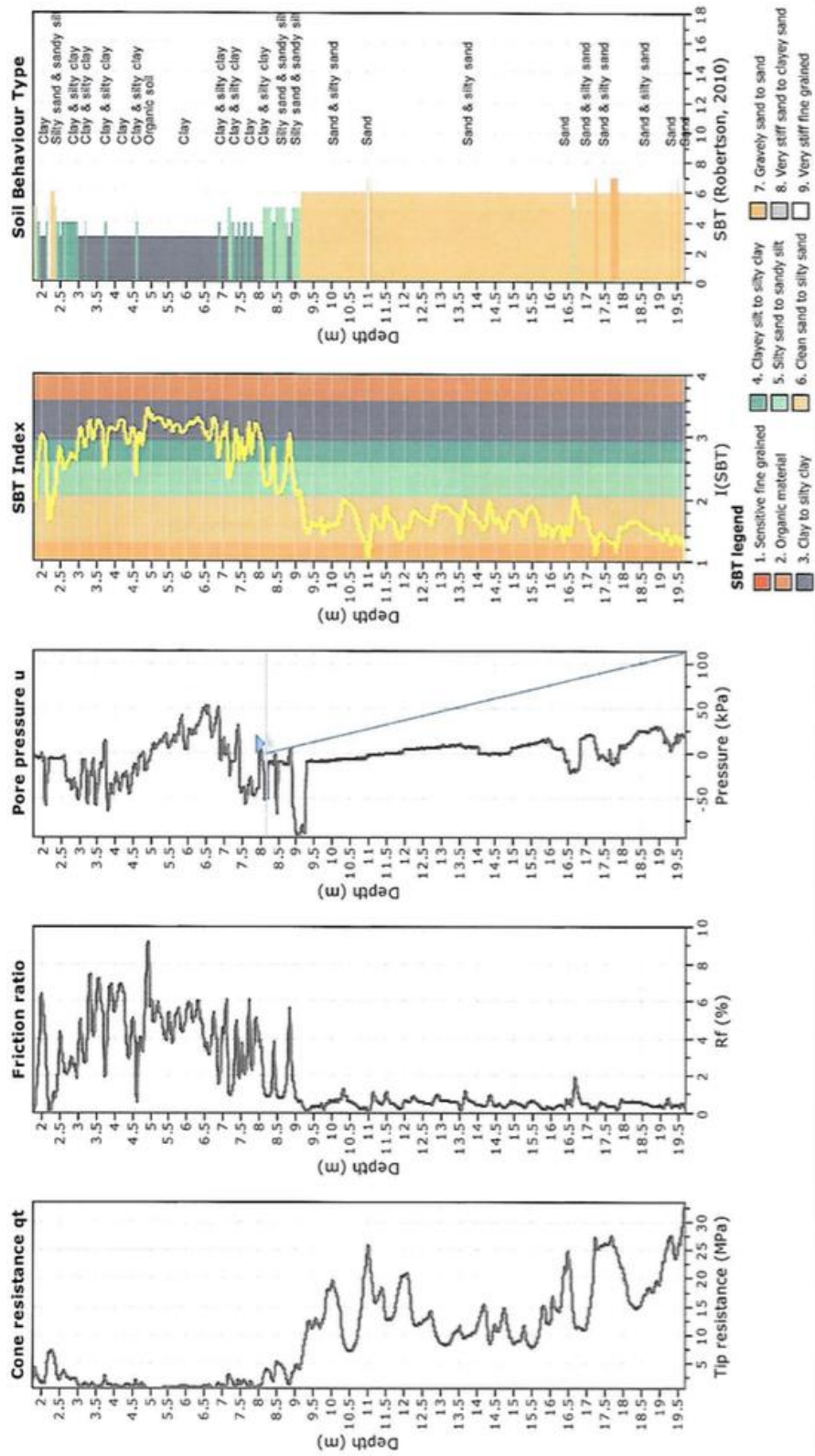
Location:



CGA Studio Tecnico Associato
 Via E. Fermi 11/A
 40050 - San Giovanni in Persiceto (BO)
<http://www.cgastudio.eu>

Project:
 Location:

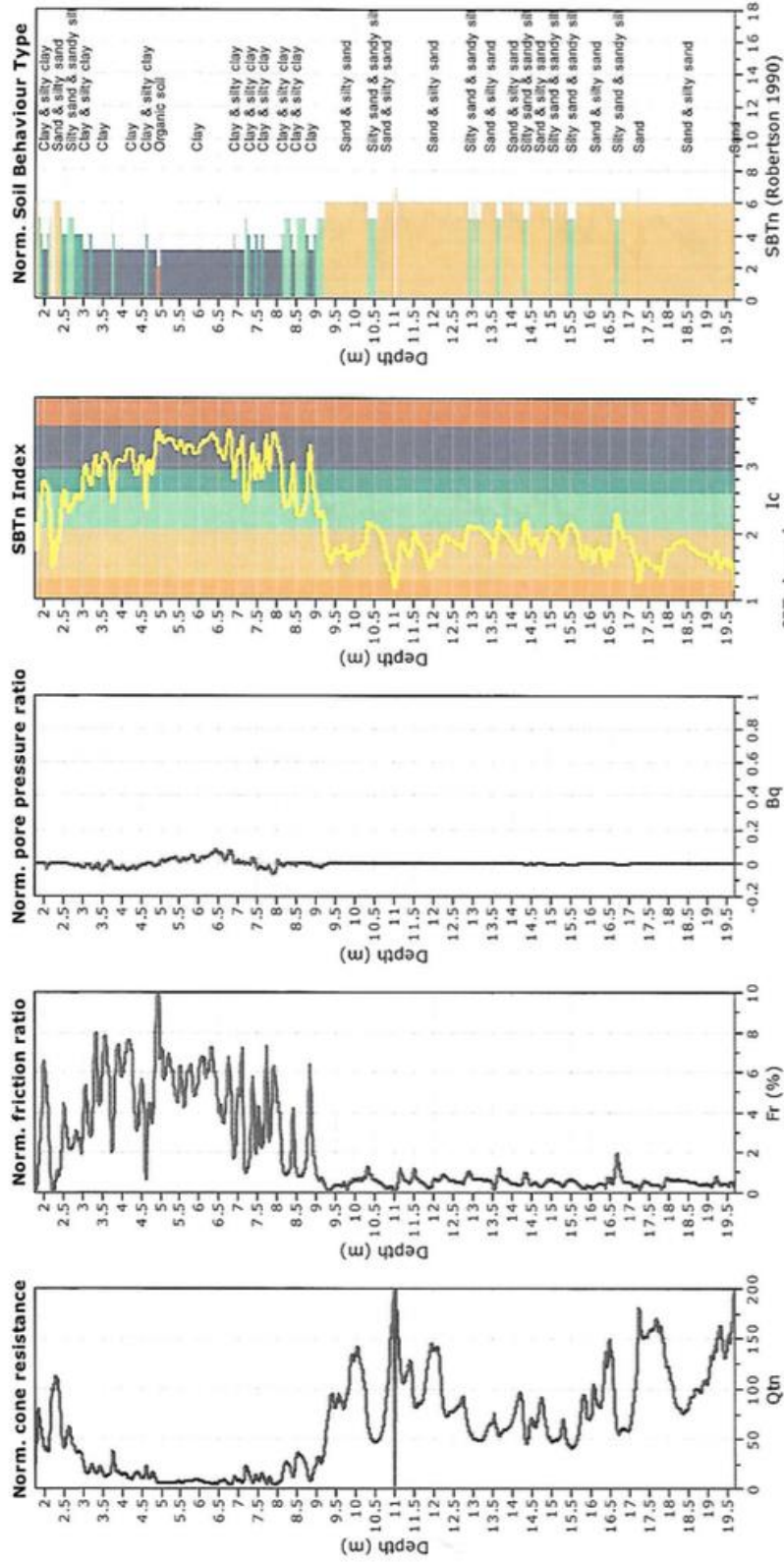
CPT: CPT-01
 Total depth: 19.71 m, Date: 05/10/2015
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00
 Cone Type: Unknown
 Cone Operator: Unknown



CGA Studio Tecnico Associato
 Via E. Fermi 11/A
 40050 - San Giovanni in Pesticeto (BO)
 http://www.cgastudio.eu

Project:
 Location:

CPT: CPT-01
 Total depth: 19.71 m, Date: 05/10/2015
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00
 Cone Type: Unknown
 Cone Operator: Unknown

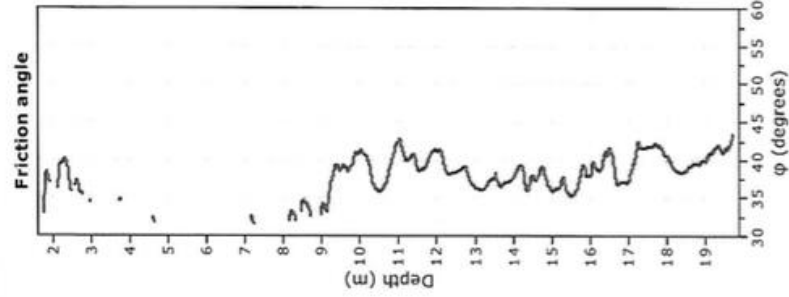
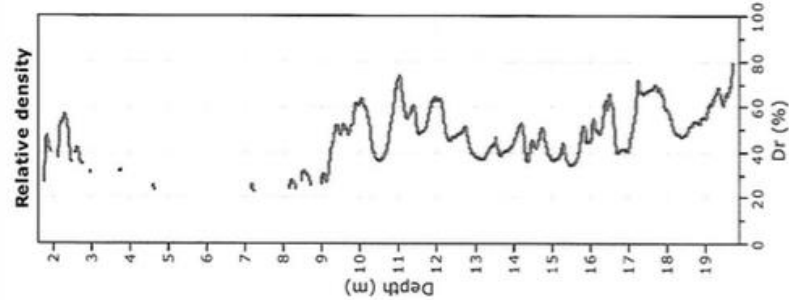
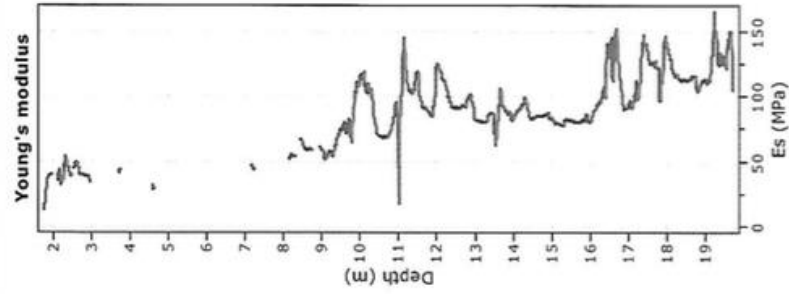
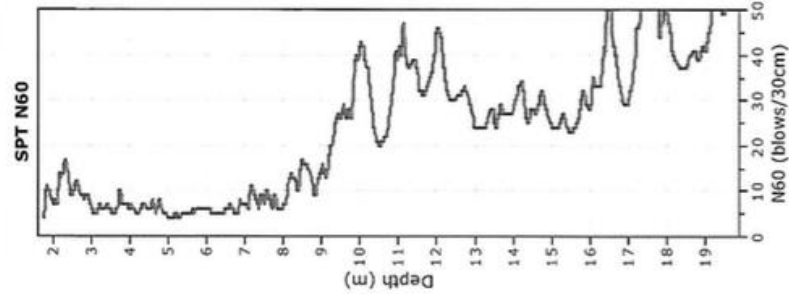
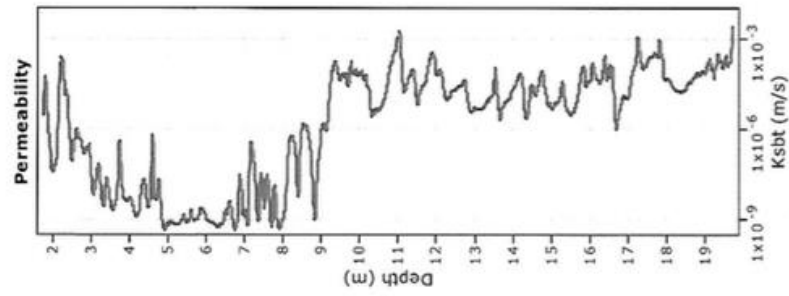


CPeT-IT v.1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 05/10/2015, 15:22:49
 Project file:

CGA Studio Tecnico Associato
 Via E. Fermi 11/A
 40050 - San Giovanni in Persiceto (BO)
<http://www.cgastudio.it>

Project:
Location:

CPT: CPT-01
 Total depth: 19.71 m, Date: 05/10/2015
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00
 Cone Type: Unknown
 Cone Operator: Unknown



Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_s
 SPT N₆₀: Based on I_c and q_c
 Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009) ● User defined estimation data
 Relative density constant, C_r: 350.0
 Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

CPeT-IT v.1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 05/10/2015, 15:22:49
 Project file:

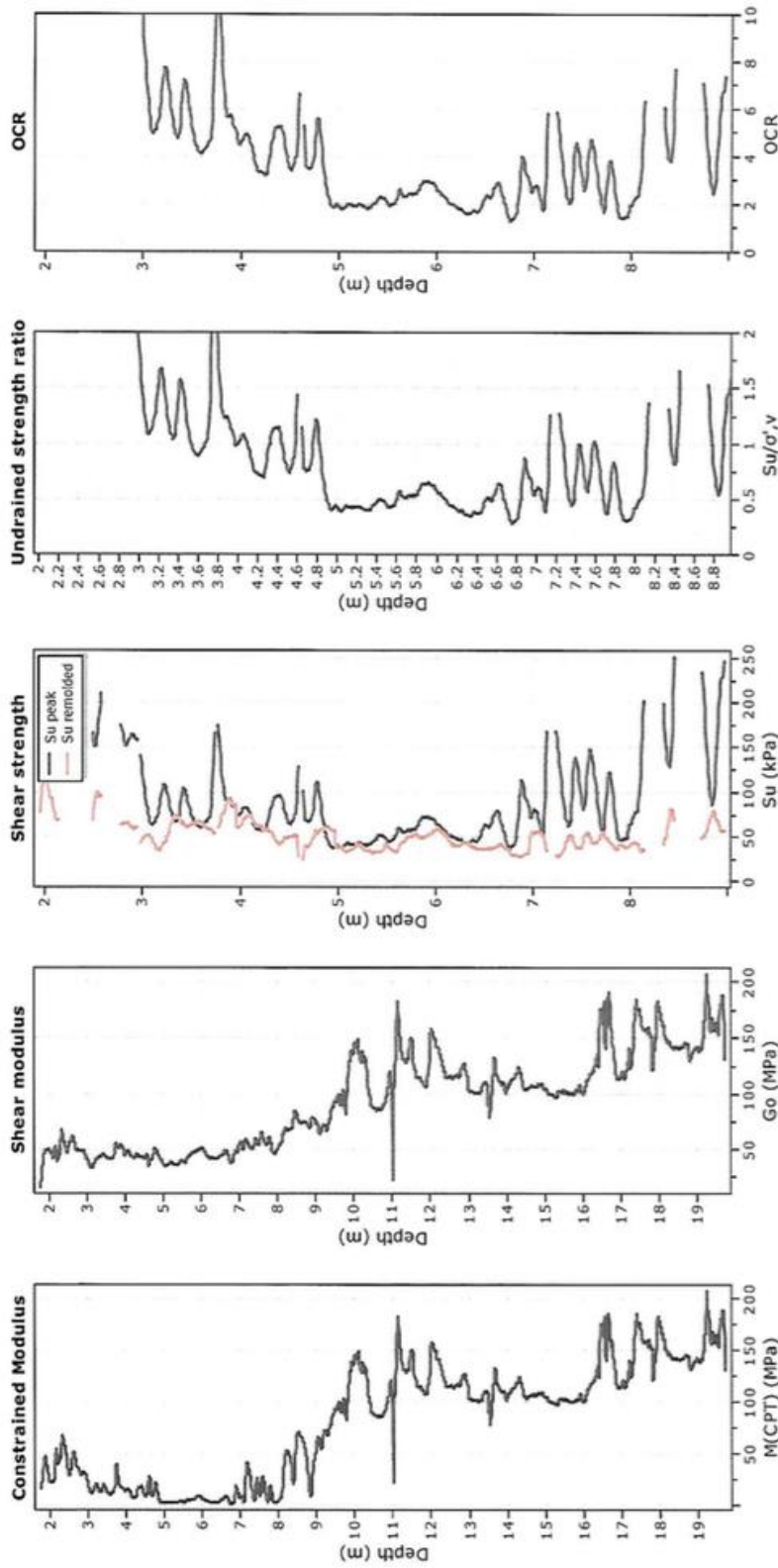
CGA Studio Tecnico Associato

Via E. Fermi 11/A
40050 - San Giovanni in Pesticeto (BO)
<http://www.cgastudio.eu>

Project:
Location:

CPT: CPT-01

Total depth: 19.71 m, Date: 05/10/2015
Surface Elevation: 0.00 m
Coords: X:0.00, Y:0.00
Cone Type: Unknown
Cone Operator: Unknown



Calculation parameters

Constrained modulus: Based on variable α using I_c and Q_n (Robertson, 2009)
Go: Based on variable α using I_c (Robertson, 2009)
Undrained shear strength cone factor for clays, N_{cr} : 14

OCR factor for clays, N_{cr} : 0.33
—●— User defined estimation data

CPT-IT v.1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 05/10/2015, 15:22:49
Project file:

CGA Studio Tecnico Associato

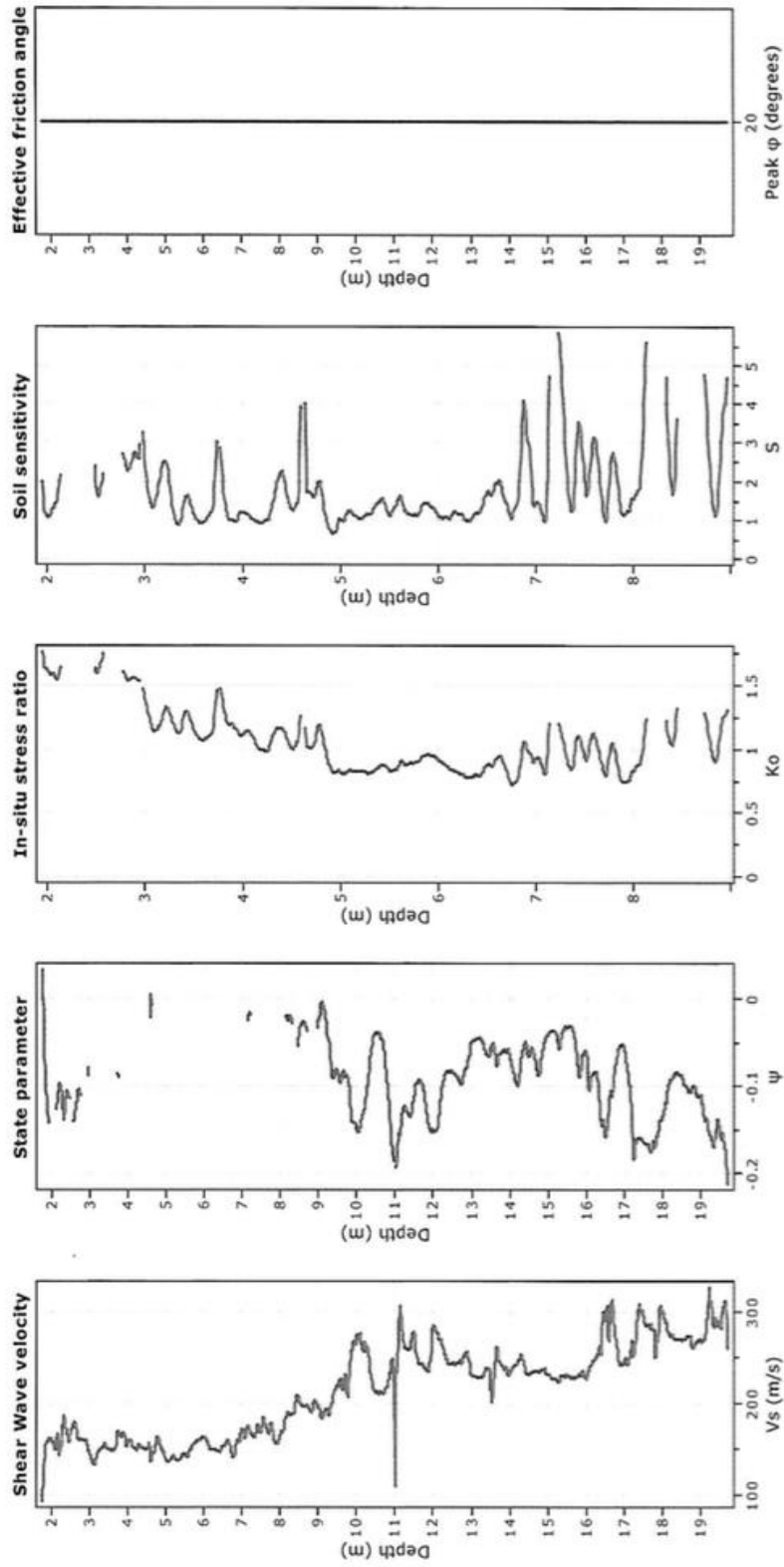
Via E. Fermi 11/A
40050 - San Giovanni in Pesticcio (BO)
<http://www.cgastudio.eu>

Project:

Location:

CPT: CPT-01

Total depth: 19.71 m, Date: 05/10/2015
Surface Elevation: 0.00 m
Coords: X:0.00, Y:0.00
Cone Type: Unknown
Cone Operator: Unknown



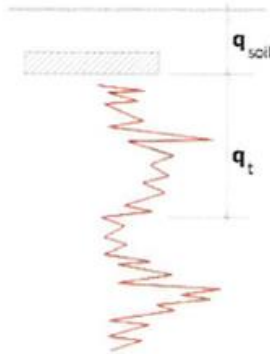
Calculation parameters

Soil Sensitivity factor, N_s : 7.00

—●— User defined estimation data

Project:

Location:

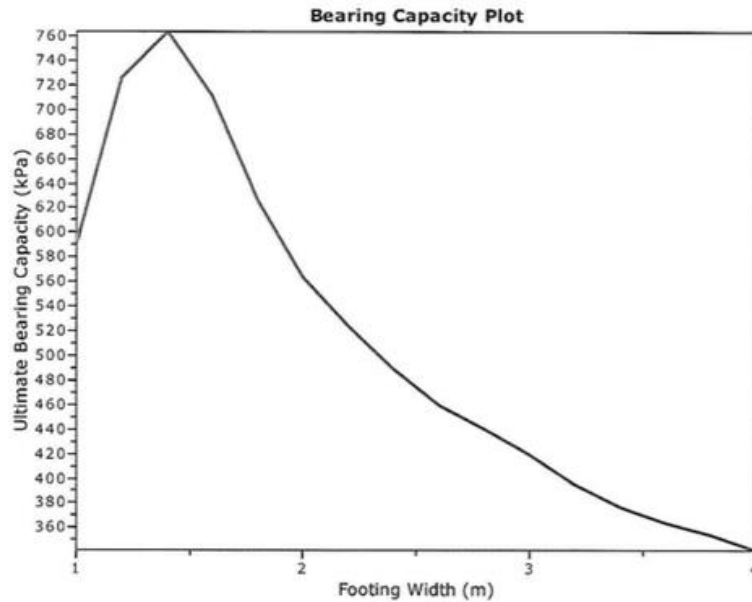


Bearing Capacity calculation is performed based on the formula:

$$Q_{ult} = R_k \times q_t + q_{soil}$$

where:

R_k : Bearing capacity factor
 q_t : Average corrected cone resistance over calculation depth
 q_{soil} : Pressure applied by soil above footing



:: Tabular results ::

No	B (m)	Start Depth (m)	End Depth (m)	Ave. q_t (MPa)	R_k	Soil Press. (kPa)	Ult. bearing cap. (kPa)
1	1.00	0.50	2.00	2.90	0.20	9.50	589.85
2	1.20	0.50	2.30	3.58	0.20	9.50	725.68
3	1.40	0.50	2.60	3.77	0.20	9.50	763.82
4	1.60	0.50	2.90	3.51	0.20	9.50	710.61
5	1.80	0.50	3.20	3.08	0.20	9.50	626.22
6	2.00	0.50	3.50	2.77	0.20	9.50	563.66
7	2.20	0.50	3.80	2.57	0.20	9.50	523.21
8	2.40	0.50	4.10	2.40	0.20	9.50	490.11
9	2.60	0.50	4.40	2.25	0.20	9.50	459.96
10	2.80	0.50	4.70	2.16	0.20	9.50	440.53
11	3.00	0.50	5.00	2.05	0.20	9.50	419.30
12	3.20	0.50	5.30	1.93	0.20	9.50	395.82
13	3.40	0.50	5.60	1.84	0.20	9.50	377.41
14	3.60	0.50	5.90	1.78	0.20	9.50	364.61
15	3.80	0.50	6.20	1.72	0.20	9.50	353.63
16	4.00	0.50	6.50	1.66	0.20	9.50	341.61

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

:: Unit Weight, g (kN/m³) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{P_a}\right) + 1.236 \right)$$

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$$

:: N_{SP} (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

(applicable only to $I_c < I_{c, \text{cutoff}}$)

:: Relative Density, D_r (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad (\text{applicable only to SBT}_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8 \text{ or } I_c < I_{c, \text{cutoff}})$$

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn, CS})$$

:: Peak drained friction angle, ϕ (°) ::

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

(applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8)

:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::

If $I_c > 2.20$

$$\alpha = 14 \text{ for } Q_{tn} > 14$$

$$\alpha = Q_{tn} \text{ for } Q_{tn} \leq 14$$

$$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$$

If $I_c \leq 2.20$

$$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 - 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{cutoff}}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_{u(\text{rem})}$ (kPa) ::

$$S_{u(\text{rem})} = f_s \quad (\text{applicable only to SBT}_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9 \text{ or } I_c > I_{c, \text{cutoff}})$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{2.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{-1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{cutoff}}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{cutoff}}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{cutoff}}$)

:: Effective Stress Friction Angle, ϕ' (°) ::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337-1355 (2009)

4 Conclusioni

L'obiettivo di questa relazione di tesi era di determinare il potenziale di liquefazione in un sito caratterizzato da terreni recenti.

Inizialmente è stato spiegato, a livello teorico, il fenomeno della liquefazione ed il procedimento necessario per giungere al calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione (IPL). Le analisi sono state condotte attraverso due differenti casi: nel primo viene considerata la storia sismica dell'area, mentre nel secondo prendendo come esempio l'evento sismico del Maggio 2012.

In primo luogo, la metodologia di Robertson & Wride (1998) è stata applicata nella zona di San Carlo (Fe) a scopo esemplificativo arrivando alla conclusione in cui, se viene imposta ai calcoli l'accelerazione massima prevista dalla normativa (pari a 1,5m/s), quest'area non risulta a rischio liquefazione. Tuttavia, sappiamo bene che in questa zona il fenomeno è avvenuto in maniera diffusa. Infatti, se il calcolo del CSR viene eseguito con accelerazione massima pari a 2,75m/s² (valore registrato durante le scosse del Maggio 2012), il suolo risulta a rischio liquefazione moderato.

In secondo luogo l'analisi è stata applicata al sito di Isola Serafini (Pc) in cui si nota l'importanza questo fattore, sebbene in modo non così evidente come nella zona della bassa ferrarese. Le indagini in quest'area sono state svolte per la creazione di opere idroelettriche presenti in quest'area.

Il sito è caratterizzato da depositi alluvionali, costituiti da sabbie medio e/o fini ricoperte da una coltre limosa e/o limosa-sabbiosa. I dati sono stati ricavati da prove statiche CPT con punta elettrica a passo strumentale di 2 cm.

Ad Isola Serafini, cambiando l'accelerazione da quella proposta dalla normativa dell'INGV a quella massima registrata avvenuta nel 2012, l'indice di rischio del potenziale di liquefazione rimane comunque basso-nullo, al contrario della zona precedente in cui il pericolo diventa moderato.

Gli aspetti rilevati in queste analisi portano alla conclusione che due terreni situati apparentemente nello stesso contesto geologico possano rispondere in modo differente a uno stesso fenomeno sismico. Ciò potrebbe essere dovuto a diversi fattori: per esempio Isola Serafini si trova nei pressi del fiume Po e questo potrebbe portare ad avere suoli sabbiosi con un maggiore contenuto in fini o caratterizzati da un maggiore grado di addensamento.

Tuttavia, sarebbero necessarie ulteriori analisi e test *in situ* per poter giungere a nuove conclusioni.

Bibliografia

Crespellani T., Facciorusso J., Ghinelli A., Madaia C., Renzi S., Vannucchi G.; 2012. *Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificatasi durante il terremoto in pianura Padana Emiliana del Maggio 2012*; pp. 3-4.

Esposito L. (a cura di), 2012; *Guida all'uso delle CPT*, editore Aracne; pp. 13-14.

Facciorusso J.; 2003. *Valutazione del rischio di liquefazione nell'area portuale di Gioia Tauro (RC)*; presentazione per master di I livello in rischio idraulico, Firenze, Giugno 2003; pp. 5, 16.

Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S., and Sato, H., 1982; *Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods*; Proceedings of 2nd International Conference on Microzonation, Seattle.

Riga G. (a cura di), 2007. *Liquefazione dei terreni: analisi - valutazione - calcolo*, editore Flaccovio, 2007. pp. 11-13, 33-34, 42, 58-59.

Robertson, P.K., 1990; *Soil classification using the cone penetration test*; Canadian Geotechnical Journal, 27; pp. 152.

Robertson, P.K. and Wride, C.E., 1998. *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*; Canadian Geotechnical Journal, Ottawa; pp. 448-449.

Seed et al. (Eds), 2003; *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework (Report nr. 2003-06)*; College of engineering, University of California, Berkeley; pp. 3, 5, 22.

Youd T. L., Idriss I. M. (Eds), 1997; *Proceeding of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soil*; National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York; pp. 3-4.

Sitografia

Geostru ; *Basi teoriche di liquefazione dei terreni non coesivi saturi*; pp. 3. Raggiungibile al seguente indirizzo www.geostru.com/download/documenti/Geostru_B_Liquefazione.pdf. Ultimo accesso 15 Settembre 2015.

Protezione civile; *Glossario: PGA - Peak Ground Acceleration*. Raggiungibile al seguente indirizzo www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/glossario.wp?contentId=GLO13236. Ultimo accesso 29 Settembre 2015.

Bibliografia Immagini

Figura 1: Autoprodotta tramite Microsoft World.

Figura 2: Foto satellitare ottenuta da Google Maps, libera da copyright.

Figura 3: Carta topografica ottenuta dal sito “ Geoportale Emilia Romagna”, libera da copyright.

Figura 4: Licenza Wikipedia Common, dunque immagine priva di copyright se non usata a scopo d lucro.

Figura 5: Illustrazione tratta da Seed et al. (Eds), 2003; *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework (Report nr. 2003-06)*; College of engineering, University of California, Berkeley; pp. 3.

Figura 6a-b: Licenza Wikipedia Common, dunque immagine priva di copyright se non usata a scopo d lucro.

Figura 7: Autoprodotta tramite Microsoft World.

Figura 8: Illustrazione tratta da Youd T. L., Idriss I. M. (Eds), 1997; *Proceeding of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soil*; National Center for Earthquake Engineerin Research, State University of New York; pp. 13.

Figura 9: Illustrazione tratta da Youd T. L., Idriss I. M. (Eds), 1997; *Proceeding of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soil*; National Center for Earthquake Engineerin Research, State University of New York; pp. 12.

Figura 10: Grafico autoprodotta tramite Microsoft Excel.

Figura 11: Grafico autoprodotta tramite Microsoft Excel.

Figura 12: Grafico autoprodotta tramite Microsoft Excel.

Foto satellitare ottenuta da Google Maps, libera da copyright.

Figura 13: Foto satellitare ottenuta da Google Maps, libera da copyright.

Carta geologica ottenuta dal sito “E-R Ambiente, Emilia Romagna”, libera da copyright.

Figura 14: Carta geologica ottenuta dal sito “E-R Ambiente, Emilia Romagna”, libera da copyright.

Figura 15: Grafico autoprodotta tramite Microsoft Excel.

Figura 16: Grafico autoprodotta tramite Microsoft Excel.

Figura 17: Grafico autoprodotta tramite Microsoft Excel

Figura 18: Autoprodotta tramite software “CPTe-it”.

Tabella 1: Licenza Wikipedia Common, dunque immagine priva di copyright se non usata a scopo d lucro.

Tabella 2: Licenza Wikipedia Common, dunque immagine priva di copyright se non usata a scopo d lucro.

Tabella 3: Autoprodotta. Rielaborazione tramite Microsoft Excel dei dati tratti da Robertson, PK., 1990; *Soil classification using the cone penetration test*; Canadian Geotechnical Journal, 27; pp. 152.

Tabella 4: Autoprodotta. Rielaborazione tramite Microsoft Excel dei dati tratti da Riga G. (a cura di), 2007. *Liquefazione dei terreni: analisi - valutazione - calcolo*, editore Flaccovio, 2007. pp. 59.

Tabella 5: Autoprodotta tramite Microsoft Excel.

Tabella 6: Autoprodotta tramite Microsoft Excel.

Ringraziamenti

Questa relazione è nata in poco più di qualche mese sotto lo sguardo vigile del professore Matteo Berti, dell'Università Alma Mater di Bologna. A lui vanno i miei più cari ringraziamenti per l'aiuto datomi e per tutto il tempo dedicatomi (un ringraziamento speciale va attribuito alla sua pazienza con cui è riuscito a sopportare le mie continue incursioni nel suo ufficio).

Devo inoltre porgere i miei ringraziamenti allo studio "Sondedile s.r.l." e all'ente "Enel S.p.a.", i quali mi hanno fornito il materiale su cui lavorare (dati Isola Serafini) e allo studio "C.G.A.- Studio Tecnico Associato" di San Giovanni in Persiceto per avermi permesso di usare software e per avermi fatto scoprire il mondo delle indagini geognostiche.

Passando su un piano più strettamente personale, questa tesi è stata realizzata anche grazie all'aiuto di persone che mi hanno saputo aiutare nei momenti di bisogno.

Come prima cosa non posso che ringraziare Angelo, una delle poche persone esistenti al mondo che riesce sopportarmi e starmi accanto ogni giorno tollerando i miei comportamenti e le mie "sclerate". Grazie per avermi aiutato nella stesura di questa relazione e soprattutto, per essermi sempre stato accanto.

Enrico è un'altra persona che ha saputo starmi vicino in un momento così delicato e importante; a lui va un ringraziamento affettuoso per avermi sempre motivata a non mollare mai. Soprattutto, grazie per avermi sopportata con le mie continue domande e le mie paranoie.

Ringrazio Gaia, Silvia, Luca, Ferra, Lelli e Liga per essermi stati accanto in questo periodo intenso e per avermi sempre fatto tornare il sorriso.

Un ringraziamento speciale va speso anche per il gruppo delle "Asociali" (Linda, Elena, Valentina, Chiara e Julie), sempre pronte a spronarmi e a farmi tornare di buon umore con le nostre "chiacchierate da comari".

Per ultimo, ma non meno importante, ringrazio la mia famiglia: tutti i nonni che mi risolle-
vavano dalla tristezza con un semplice piatto di tortellini e i miei genitori, i quali hanno
speso energie e pazienza nell'avermi cresciuto, ma senza i quali non sarei la persona che
sono ora, più matura, responsabile e con mille aspirazioni.

