

ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITA' DI BOLOGNA

SCUOLA DI SCIENZE
Corso di laurea in Scienze Geologiche

Confronto di due metodologie per la stima
del potenziale di liquefazione nel sito di
Isola Serafini
(Monticelli d'Ongina, Piacenza)

Presentata da:

Luigi Antolini

Relatore:

Prof. Matteo Berti

Sessione II

Anno Accademico: 2013-2014

INDICE

Lista dei simboli utilizzati, pag. 3

1. Introduzione, pag. 4
 - 1.1. Scopo lavoro, pag. 4
 - 1.2. Fasi lavoro, pag. 5
 - 1.3. Area di studio, pag. 6
2. La liquefazione dei terreni, pag.8
 - 2.1. Il fenomeno della liquefazione, pag.8
 - 2.2. Stima del potenziale di liquefazione, pag.11
 - 2.3. Stima del potenziale di liquefazione tramite prove SPT, pag. 13
 - 2.4. Stima del potenziale di liquefazione tramite prove CPT, pag. 15
3. Il sito di Isola Serafini, pag. 17
 - 3.1. Inquadramento geologico, pag. 17
 - 3.2. Prove in sito, pag. 21
4. Valutazione del potenziale di liquefazione, pag. 25
 - 4.1. Parametri di analisi, pag. 25
 - 4.2. Risultati da prove, pag. 27
 - 4.2.1. Prove SPT: confronto tra Caso 1 e Caso 2, pag. 27
 - 4.2.2. Prove CPT: confronto tra Caso 1 e Caso 2, pag. 29
 - 4.3. Confronto tra prove SPT e prove CPT, pag.32
 - 4.4. Discussione, pag.36
5. Conclusioni, pag.37
6. Bibliografia, pag.38

LISTA DEI SIMBILI UTILIZZATI

- a_{\max} = accelerazione di picco al suolo
 cs = suffisso per “sabbia pulita”
CRR = rapporto resistenza ciclica
CSR = rapporto di tensione ciclica
CPT = prova penetrometrica statica
 C_N = coefficiente di normalizzazione per la pressione litostatica
FC = contenuto fini
FR = rapporto d’attrito
FS = fattore di sicurezza alla liquefazione
 f_s = resistenza d’attrito (CPT)
 g = accelerazione di gravità
 I_c = indice di comportamento del terreno
 K_α = fattore di correzione per lo sforzo di taglio orizzontale
 K_σ = fattore di correzione per la tensione verticale di confinamento
 K_c = fattore di correzione per i fini presenti
 M_w = magnitudo al momento del sisma = M
MSF = fattore di scala della magnitudo
 N_{SPT} = numero dei colpi della prova SPT
 $N_{1,60}$ = numero dei colpi della prova SPT normalizzata e corretta per il 60% dell’energia
 P_a = pressione atmosferica
 q_c = resistenza alla punta (CPT)
 $q_{c1,N}$ = resistenza alla punta normalizzata (CPT)
 r_d = coefficiente di riduzione della tensione
SPT = prova penetrometrica dinamica
 u_o = pressione dei pori
 σ_v = pressione litostatica totale
 σ'_v = pressione litostatica efficace
 τ = sforzo di taglio

1. INTRODUZIONE

1.1 SCOPO LAVORO

Lo scopo di questa tesi è lo studio, inizialmente a livello teorico, del fenomeno della liquefazione tramite testi di letteratura e manuali tecnici. Da questi ho acquisito le conoscenze basilari e necessarie per la stima del potenziale di liquefazione, che in seguito ho applicato ad un caso reale.

In questa seconda parte del lavoro ho elaborato i dati sperimentali ottenuti dalle indagini in sito, SPT ed CPT eseguite nel sito di Isola Serafini, ottenendo la stima del potenziale di liquefazione dei terreni.

L'obiettivo generale è quello di confrontare e commentare le differenze tra i risultati ottenuti con le prove SPT e CPT.

Le analisi sono state condotte considerando la sismicità dell'area e cercando di simulare la situazione presente durante l'evento sismico dell'Emilia risalente al 20 maggio 2012.

1.2. FASI LAVORO

All'inizio ho studiato il fenomeno della liquefazione dei terreni leggendo testi di letteratura e manuali tecnici dai quali ho appreso le formule necessarie per il calcolo del fattore di sicurezza FS. In seguito ho creato due fogli di calcolo excel per il calcolo della FS, uno per le prove SPT e l'altro per le CPT.

Contemporaneamente il mio relatore mi ha fornito i certificati delle indagini penetrometriche dai quali ho estrapolato i dati da inserire nei fogli di calcolo.

I valori ottenuti di FS li ho rappresentati graficamente mediante grafici a dispersione che ho messo a confronto per commentare le differenze tra le due metodologie.

Infine ho proceduto con la stesura della tesi [Fig. 1].

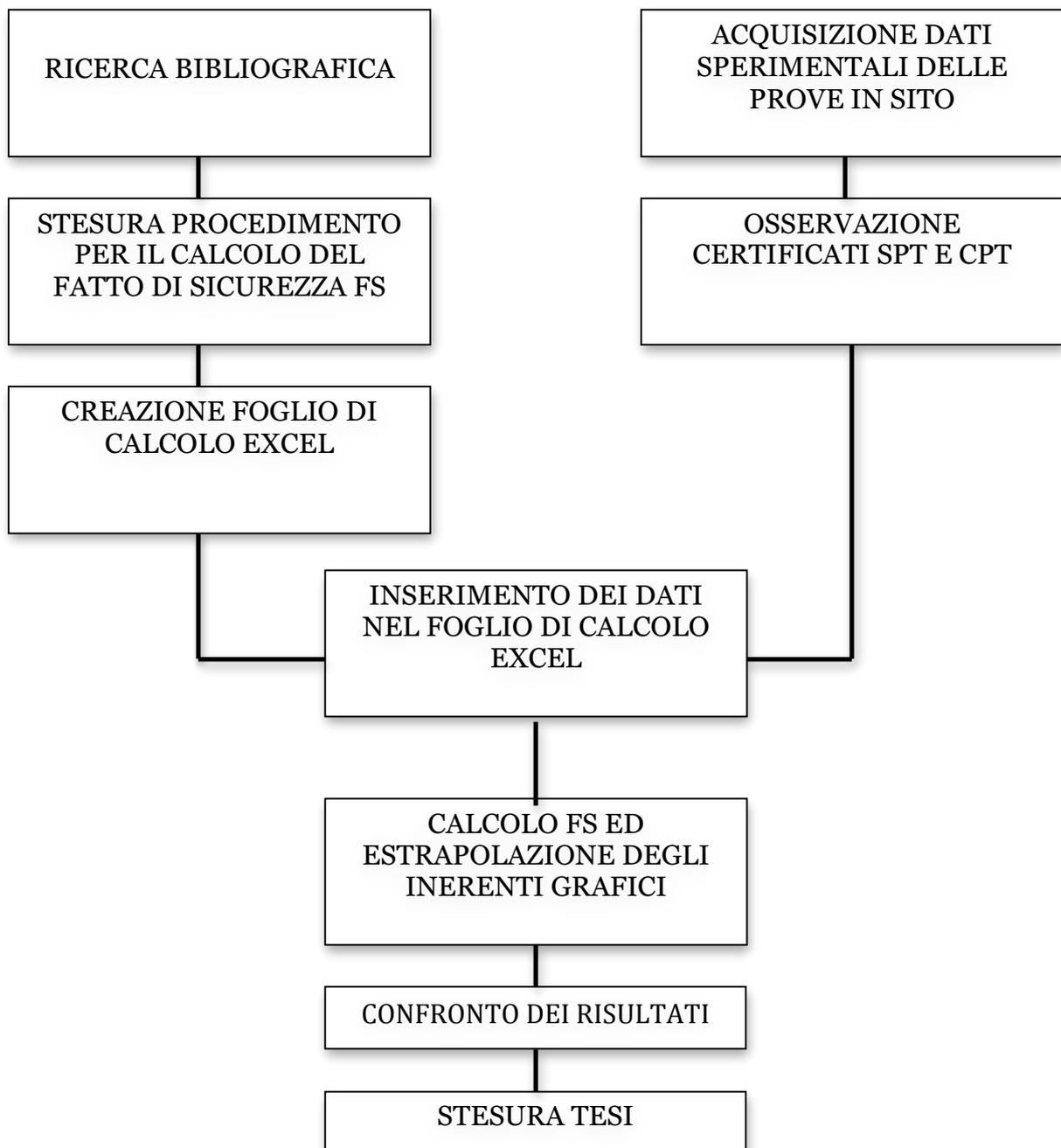
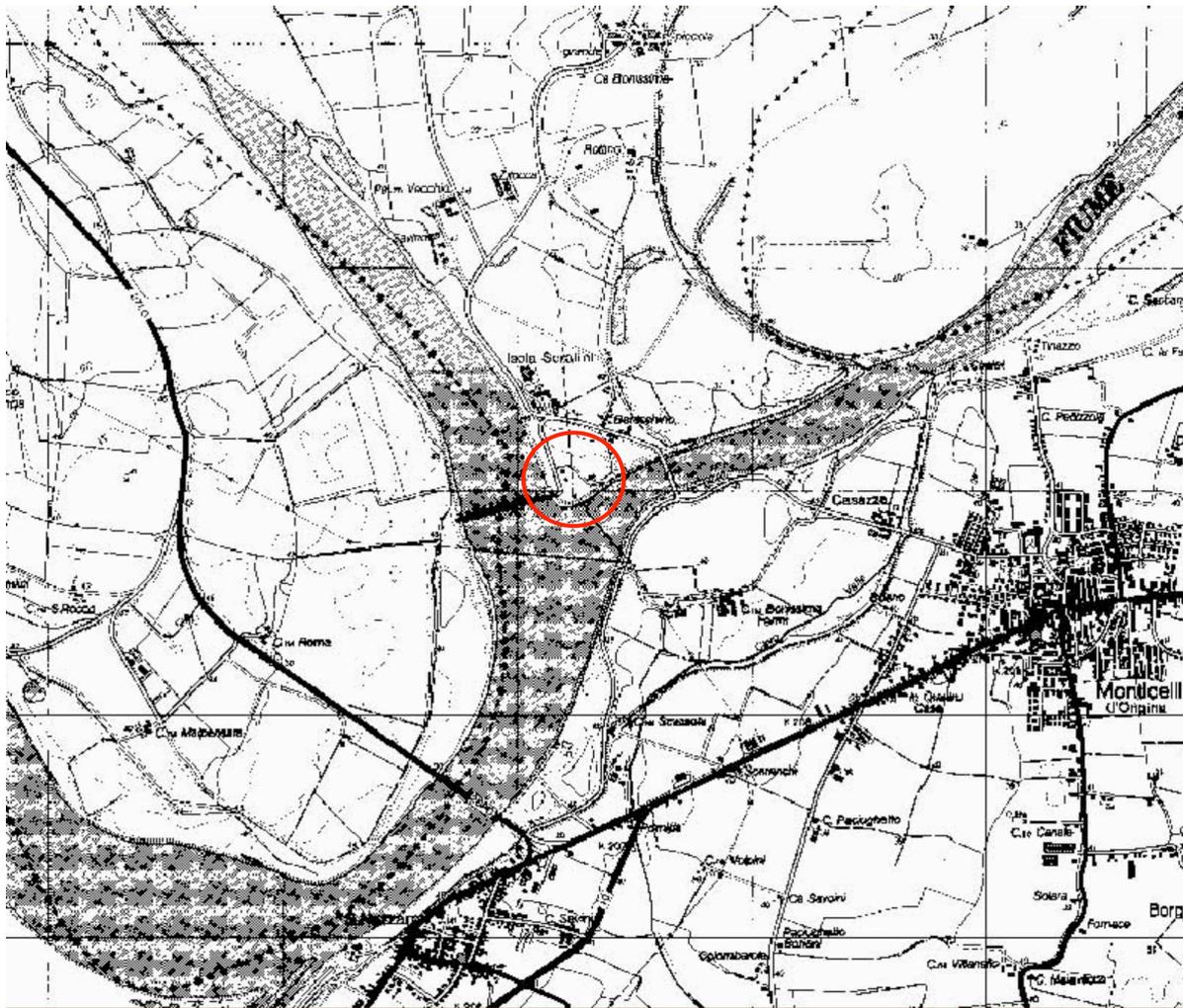


Fig. 1: digramma di flusso delle fasi del lavoro.

1.3. AREA DI STUDIO

Il sito “Isola Serafini” si trova a 18 km NE di Piacenza e 10 km SW di Cremona, in provincia di Piacenza, Comune di Monticelli d'Ongina, in zona di pianura e adiacente al corso meandri forme del fiume PO. In quest'area è presente una centrale idroelettrica, alimentata dalle acque del fiume PO deviate in un'opera di presa in corrispondenza di una diga posta trasversalmente [Fig. 2].



Estratto dal sito della Regione Emilia-Romagna
Tavola 162 SE
Sezioni 162070-162080-162110-162120
scala 1:25.000



Area Indagini

fig. 2: inquadramento topografico dell'area.

F

Nella foto aerea è riportata l'ubicazione delle indagini consistenti in:
Due prove penetrometriche CPT (S2-P1 e S7-P4) e due profili SPT (S1-P1 e S7bis-P4)
[Fig. 3].



Estratto dal sito della Regione Emilia-Romagna
Foto aerea AGEA 2011
scala 1:5.000

● Indagini

Fig. 3: foto area

2. LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

2.1. IL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

Il termine “liquefazione” è stato introdotto per primo da K. Terzaghi nel 1925 che così la descrive:

“La liquefazione può avere luogo se un terreno saturo collassa, trasferendo quindi il peso delle particelle solide dell’acqua circostante; come conseguenza, la pressione idrostatica, indipendentemente dalla profondità, aumenta fino a raggiungere il valore del peso di volume immerso del terreno”

La liquefazione è un processo in seguito al quale un sedimento che si trova al di sotto del livello della falda perde temporaneamente resistenza e si comporta come un liquido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace (G. Riga 2007).

Si ha quando la pressione dei pori aumenta fino ad eguagliare la pressione intergranulare con conseguente pressione effettiva pari a 0, in termini tecnici, possiamo descriverla con la seguente formula:

$$\sigma_{vo}' = (\sigma_{vo} - u_o) = 0$$

σ_{vo}' = pressione effettiva

σ_{vo} = pressione totale(intergranulare)

u_o = pressione dei pori

Il fattore scatenante di questo processo e causa di danneggiamento e crollo delle costruzioni fondate su terreni non coesivi saturi è l’evento sismico, durante il quale abbiamo una perdita rapida di resistenza al taglio del terreno in oggetto.

Non tutti i terreni hanno la stessa predisposizione a liquefarsi, esiste infatti una serie di fattori di tipo geologico e geotecnico che possono rendere un deposito granulare più o meno suscettibile alla liquefazione:

- La composizione granulometrica, un terreno relativamente fine, ad esempio sabbie fini, ha una grandezza limitata dei vuoti che tenderà ad ostacolare il flusso idrico con il conseguente sviluppo di elevate sovrappressioni neutre;
- La pressione litostatica, con l’aumentare della profondità sono richiesti valori di u sempre più elevati per annullare la pressione litostatica totale crescente, quindi è estremamente improbabile che si verifichi liquefazione oltre i 20m di profondità;
- Il grado di addensamento, i terreni meno addensati sono quelli più suscettibili alla liquefazione perché in questi casi le sollecitazioni di taglio indotte dal sisma tendono a produrre una diminuzione di volume che porta alla generazione di un flusso idrico verso l’esterno e la formazione di un Δu positivo;
- Il contenuto di argilla, all’aumentare della frazione argillosa un terreno diventa meno suscettibile alla liquefazione, perché la crescente resistenza al

taglio non drenata che acquisisce il deposito tende a opporsi in maniera sempre più efficace alla liquefazione del terreno;

- La soglia di deformazione volumetrica, lo sforzo di taglio induce una deformazione, se l'entità di questa deformazione si colloca al di sotto di un determinato valore di soglia non si ha la generazione di sovrappressioni interstiziali nel terreno;
(G. Riga, 2007)

Quindi possiamo riassumere che sono da ritenersi liquefacibili quei terreni sciolti che presentano le seguenti caratteristiche

- Granulometria nel campo delle sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile generalmente dallo 0 al 25%;
- Si trovano sotto falda;
- Sono da poco a mediamente addensati;
- Si collocano a profondità relativamente basse, di solito inferiori ai 20 metri;

Infine abbiamo anche parametri legati all'input sismico, che sono:

- La magnitudo: è solito prendere in considerazione solo valori maggiori di 5.0 della scala Richter;
- L'accelerazione di picco nel suolo: suddivisa in 4 categorie con valori espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , zona 1 0.35 g , zona 2 0.25 g , zona 3 0.15 g , zona 4 0.05 g ;
- La durata; al crescere di tale valore aumenta la probabilità di liquefazione di un terreno.

E' facilmente intuibile che la suscettibilità di un terreno alla liquefazione è proporzionale al crescere di tutti e tre i parametri.

La Liquefazione può essere suddivisa in due tipologie principali in relazione all'estensione del fenomeno che può essere lineare o puntuale. In entrambi i casi abbiamo fuoriuscita di acqua torbida o acqua mista a fango e/o sabbia (G. Riga, 2007).

In base a differenti meccanismi di rottura possiamo avere diversi effetti sul terreno:

- Rottura per flusso: si verifica in aree con pendenze superiori a 3 gradi, costituite generalmente da sabbie limose sature, in cui abbiamo un rapido scorrimento del suolo liquefatto con spostamenti di grosse quantità di terreno per diversi metri o decine/centinaia di metri con velocità di decine di Km/h.
- Dislocazione laterale: si verifica in aree a bassa pendenza(2-3 gradi) costituite da due strati, il primo superficiale rigido che poggia su un secondo formato da materiale liquefatto limitato da un canale o dall'argine di un corso d'acqua. Lo strato superficiale rigido si frantuma lateralmente provocando un movimento di blocchi verso l'esterno.

- Oscillazioni del terreno: si verifica in aree in cui il suolo è completamente piatto, costituite da due strati dove solo quello sottostante è liquefatto. Il suolo superficiale si rompe formando grosse fessure in cui blocchi di materiale galleggiano sul secondo strato liquefatto oscillando in verticale.
- Perdita di capacità portante: si verifica quando il suolo si trasforma in liquido, diventa poco resistente e può perdere la sua capacità di sopportare edifici larghi e con fondazioni anche ben progettate.
- Cedimenti differenziali: si verificano quando lo strato di terreno liquefacibile non ha uno spessore uniforme. Il cedimento differenziale può causare danni alle strutture supportate o a quelle all'interno delle terreno.

(G. Riga, 2007)

2.2. STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

La liquefazione in un sito viene determinata attraverso i seguenti passi:

- determinazione del rapporto di tensione ciclica CSR;
- determinazione del rapporto di resistenza ciclica CRR;
- calcolo del potenziale di liquefazione espresso in termini di coefficiente di sicurezza

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

Le prime indagini sulla possibilità di valutare la liquefacibilità di un terreno si sono sviluppate a partire dai risultati di prove eseguite in laboratorio, in cui la risposta del terreno alle sollecitazioni cicliche indotte da un sisma era basata sulla determinazione del rapporto dello stato tensionale ciclico (cyclic shear ratio):

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'}$$

τ = resistenza al taglio disponibile

σ' = pressione di confinamento effettiva.

Nel 1971 Seed e Idriss, basandosi su prove di taglio in laboratorio, notano che il valore medio della tensione di taglio misurata corrisponde al 65% del valore massimo della resistenza ciclica, quindi:

$$CSR = 0,65 \frac{\tau}{\sigma'}$$

Assumendo che la colonna di terreno al di sopra di un elemento si comporti come un corpo rigido, in base alla seconda legge del moto di Newton, la forza orizzontale F indotta dal sisma sulla colonna ipotizzata di lunghezza e larghezza unitaria risulta:

$$F = ma = \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \sigma_v$$

a_{\max} = accelerazione massima al suolo

g = accelerazione di gravità

σ_v = pressione litostatica totale

Data l'ipotesi di lunghezza e larghezza unitaria della colonna, la massima forza orizzontale F è uguale alla massima tensione di taglio. Inoltre poiché il terreno non si comporta come un corpo rigido, ma è deformabile, nella formula CSR va inserito anche un termine relativo al coefficiente di riduzione della rigidità con l'aumentare della profondità r_d , quindi deriviamo la seguente formula:

$$CSR = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{\max}}{g} r_d$$

r_d = coefficiente di riduzione della tensione

In seguito si è stabilito che il valore di CSR deve essere definito per una magnitudo standard di terremoto pari a 7,5 utilizzando un fattore scala della magnitudo MSF; per elevati valori della pressione di confinamento, vanno inoltre introdotti un fattore di correzione per la pressione litostatica K_σ (presenza di sovraccarichi) e un fattore di correzione K_α nel caso sia presente un valore iniziale di tensione di taglio statica orizzontale (piano campagna non orizzontale).

Da queste ultime considerazioni possiamo trarre la formula finale:

$$CSR_{M=7,5} = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{\max}}{g} r_d \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \frac{1}{K_\alpha}$$

Per trovare il valore di FS bisogna però determinare il rapporto di resistenza ciclica CRR.

Le difficoltà legate all'ottenimento di campioni indisturbati nei terreni sabbiosi e il fatto che la densità relativa, e quindi la resistenza, possa essere derivata da prove in sito hanno portato a correlare la resistenza del terreno ai valori indice delle prove in sito: il numero dei colpi N della prova dinamica SPT, la resistenza alla punta q_c della prova statica CPT (A. Bruschi 2014).

La stima del potenziale di liquefazione tramite prove SPT e CPT ha avuto una scissione tra la scuola di pensiero occidentale e quella orientale. Noi faremo riferimento alla prima ed in particolare al metodo NCEER (2010) per le SPT ed il metodo di Robertson e Wride (2009) per le CPT.

2.3. STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE TRAMITE PROVE SPT

Metodo NCEER (2010)

Partiamo dal calcolare i parametri necessari per la stima di CSR quali r_d , K_σ ed MSF; tralasciamo la K_α in quanto il nostro piano campagna non è inclinato.

Coefficiente di rigidezza r_d

$$r_d = \frac{1 - 0,4113z^{0,5} + 0,04052z + 0,001753z^{1,5}}{1 - 0,4117z^{0,5} + 0,05729z - 0,006205z^{1,5} + 0,00121z^2}$$

z = profondità del piano campagna

Fattore di correzione per tener conto delle tensioni efficaci K_σ

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{-(1-f)} \leq 1,0$$

f è funzione della densità relativa D_R P_a = pressione atmosferica

$f = 0,7-0,8$ per $D_R = 40-60\%$

$f = 0,6-0,7$ per $D_R = 60-80\%$

Fattore scala della magnitudo

$$MSF = \left(\frac{7,5}{M_w} \right)^{2,95} \quad \text{per } M_w \leq 7,5$$

$$MSF = \left(\frac{7,5}{M_w} \right)^{2,56} \quad \text{per } M_w \geq 7,5$$

M_w = magnitudo al momento del sisma= M

Ora che abbiamo tutti i parametri per calcolare CSR possiamo passare al calcolo di CRR

CRR, ovvero la resistenza alla liquefazione, standardizzata a una tensione verticale effettiva, è calcolata nel seguente modo:

$$CRR = \frac{1}{34 - N_{1,60,cs}} + \frac{N_{1,60,cs}}{135} + \frac{50}{(10N_{1,60,cs} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

per applicare questa formula, dobbiamo però ricavare il valore di $N_{1,60,cs}$ che è il numero dei colpi della prova SPT normalizzato e corretto per il 60% dell'energia. Quindi partiamo dai valori di N_{SPT} (numero di colpi) raccolti dalla prova e li moltiplichiamo per altri quattro parametri legati alla prova penetrometrica e trovati tramite apposite tabelle.

$$N_{60} = (N_{SPT})(C_R)(C_S)(C_B)(C_E)$$

C_R = correzione per la lunghezza delle aste

C_S = correzione per il metodo di campionamento

C_B = correzione per il diametro del foro del sondaggio

C_E = correzione per l'energia di battitura

questo nuovo valore poi dovrà essere moltiplicato per il fattore di correzione della pressione litostatica C_N

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} \leq 1,7 \rightarrow N_{1,60} = N_{60}(C_N)$$

infine dobbiamo correggere il valore di $N_{1,60}$ per la percentuale di frazione fine presente nel terreno FC che stabiliremo attraverso i dati stratigrafici della prova ed un'apposita tabella di valutazione

$$N_{1,60,cs} = \alpha + \beta N_{1,60} \quad \text{dove } \alpha = 0 \text{ per } FC \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp\left(1,76 - \frac{190}{FC^2}\right) \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 1 \text{ per } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1 \text{ per } FC \leq 5\%$$

$$\beta = 0,99 + \frac{FC^{1,5}}{1000} \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1,2 \text{ per } FC \geq 35\%$$

Ora che abbiamo tutti i valori necessari possiamo calcolare CRS e CRR e trovare il potenziale di liquefazione FS.

2.4 STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE TRAMITE PROVE CPT

Metodo Robertson e Wride (1998, 2004, 2009)

Le procedure di valutazione sono simili a quelle viste per la prova SPT. Determinato $CSR_{M=7,5}$ come indicato nel paragrafo precedente, dai parametri misurati nel corso della prova CPT si passa a determinare CRR con metodologie specifiche al metodo utilizzato e quindi il coefficiente di sicurezza FS.

Nel calcolo della $CSR_{M=7,5}$ le uniche differenze sono il calcolo dei parametri r_d e MSF i quali sono determinate con le seguenti formule:

$$r_d = 1,0 - 0,00765(z) \quad \text{per } z < 9,15 \text{ metri}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267(z) \quad \text{per } 9,15 < z < 23 \text{ metri}$$

$$MSF = \frac{174}{M_w^{2,56}}$$

Per calcolare la resistenza alla liquefazione CRR partiamo dai parametri ottenuti dalla prove in sito (CPT) ovvero la resistenza alla punta q_c e la resistenza d'attrito f_s . Con questi due valori calcoliamo la resistenza alla punta normalizzata Q ed il rapporto di attrito normalizzato mediante le seguenti formule:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_v}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^n \quad FR = 100 \frac{f_s}{(q_c - \sigma_v)}$$

Assumiamo come esponente $n = 1$ e seguentemente calcoliamo l'indice di comportamento del terreno I_c :

$$I_c = \left[(3,47 - \log Q)^2 + (\log FR + 1,22)^2 \right]^{0,5}$$

introduciamo questo valore di I_c nella formula di calcolo dell'esponente n :

$$n = 0,381(I_c) + 0,05 \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) - 0,15$$

dopo di che ricalcoliamo un nuovo valore di Q e lo iteriamo con I_c fino a quando la differenza nei valori di n sia inferiore a 0,01.

Il valore di n finale permette di calcolare la resistenza alla penetrazione CPT normalizzata mediante la formula:

$$q_{c1,N} = \frac{q_c - \sigma_v}{P_{a1}} \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^n$$

u_o = pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di misura di q_c e σ_v

P_{a1} = pressione atmosferica espressa nella stessa unità di misura di σ'_v

Tramite il valore finale di I_c calcoliamo il coefficiente di correzione per i fini presenti K_c :

$$K_c = 1 \text{ per } I_c \leq 1,64$$

$$K_c = -0,403I_c^4 + 5,581I_c^3 - 21,63I_c^2 + 37,75I_c - 17,88 \text{ per } I_c > 1,64$$

grazie a K_c troviamo il valore della resistenza normalizzata equivalente per le sabbie pulite:

$$q_{c1,N,cs} = K_c q_{c1,N}$$

infine possiamo calcolarci il valore della resistenza alla liquefazione CRR:

$$CRR = 0,833 \left(\frac{q_{c,1,N,cs}}{1000} \right) + 0,05 \text{ per } q_{c,1,N,cs} < 50$$

$$CRR = 93 \left(\frac{q_{c,1,N,cs}}{1000} \right) + 0,08 \text{ per } 50 \leq q_{c,1,N,cs} < 160$$

Ora che abbiamo tutti i valori necessari possiamo calcolare CRS e CRR e trovare il potenziale di liquefazione FS.

3. IL SITO DI ISOLA SERAFINI

3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

Il sito di Isola Serafini (Monticelli D'Ongina, Piacenza) ricade nella parte sommitale della successione quaternaria del margine appenninico padano [Fig. 4] appartenente al Supersistema Emiliano-Romagnolo. Esso è costituito da depositi di conoide e di piana alluvionale e da depositi intravallivi, terrazzati [Fig. 5-6] .

All'interno del Supersistema Emiliano-Romagnolo, sono state individuate due unità principali: una inferiore, detta Sistema Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI) ed una unità superiore detta Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES).

Il Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore è stato suddiviso in cinque subsistemi identificabili in affioramento mediante caratteristiche morfo-pedostratigrafiche. I subsistemi più recenti (Subsistema di Ravenna e Subsistema di Villa Verucchio) sono stati ulteriormente suddivisi sempre secondo attributi morfo-pedostratigrafici, in unità di rango stratigrafico inferiore (G. Zannucchi, 2008)

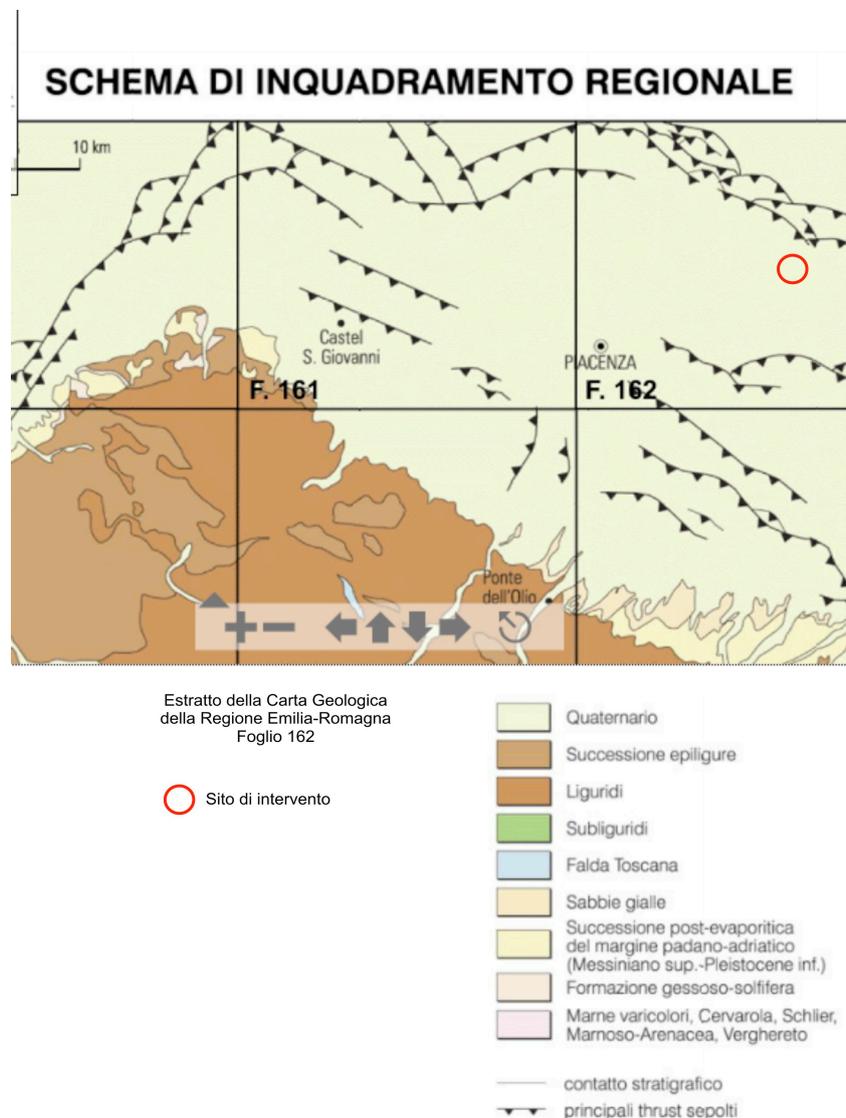


Fig. 4: inquadramento regionale con fronti di sovrascorrimento sepolti.

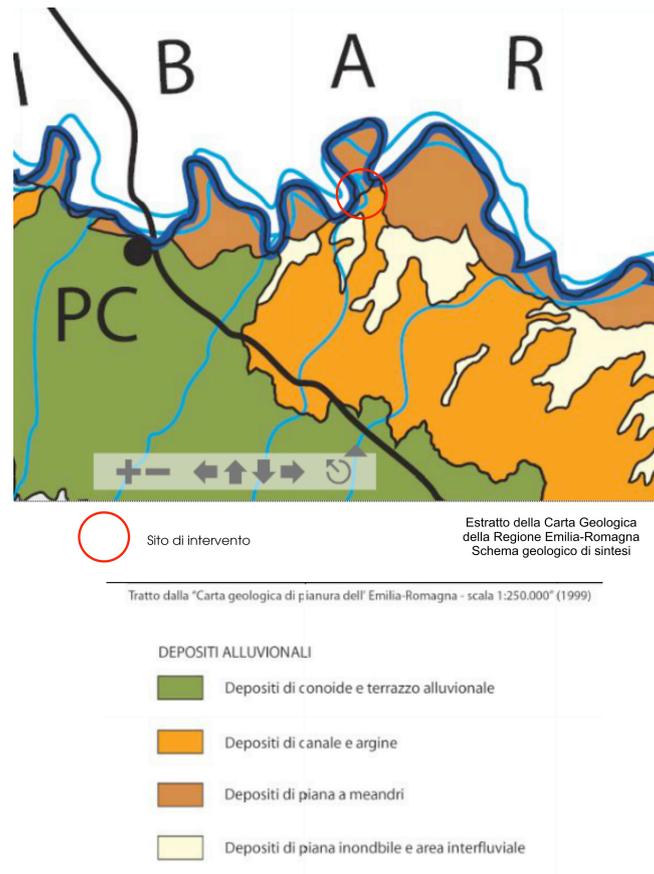


Fig. 5: carta della litologia superficiale nel nord dell'Emilia.

Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES)

E' un'unità alluvionale, terrazzata, costituita da Ghiaie prevalenti in corrispondenza degli apparati fluviali principali, passanti a limi prevalenti con rare intercalazioni di sabbia e ghiaia nelle aree di interconoide.

L'età complessiva dell'unità è Pleistocene medio-Olocene, con uno spessore variabile tra 0 e 800 metri; nel sito di intervento ha uno spessore di circa 100 metri.

L'AES risulta suddivisibile in 5 Subsistemi in ordine crescente di età di cui i più recenti sono:

Subsistema di Ravenna, AES8

Subsistema di Villa Verucchio, AES7

La successione sedimentaria riferibile ad AES è formata da 5 cicli deposizionali composti, costituiti da depositi di conoide alluvionale che si sovrappongono. L'origine della ciclicità de posizionale dell'AES si suppone che sia attribuibile a oscillazioni climatiche sviluppate alla scala dei 40-100.000 anni ed il cui inizio risulta collocabile intorno ai 400-450.000 anni.

Subsistema di Ravenna (AES8)

Nel sito in esame è rappresentato dalla "Piana a meandri del fiume PO". Rappresenta l'unità più recente e superficiale [Fig. 5-6].

Ghiaia, sabbia e limo di canale, argine e rotta: Sabbie medie e grossolane, subordinatamente ghiaie e ghiaie sabbiose (depositi di barra), limi e limi sabbiosi in strati decimetrici (depositi di tracimazione). Spessore di circa 20 metri. La base del Subsistema di Ravenna a circa 20.000 anni B.P. (datazioni radiometriche). Età: Pleistocene superiore – Olocene.

Su base morfologica, archeologica e pedostratigrafica, viene distinta, all'interno del Subsistema di Ravenna, l'unità di Modena.

Unità di Modena (AES8a)

L'unità è costituita da sabbie prevalenti con livelli e lenti di ghiaie, ricoperte da una coltre limosa e/o limoso-sabbiosa discontinua: depositi di conoide alluvionale distale e di canale, adiacenti all'alveo di piena degli attuali corsi d'acqua, sia in contesto intravallivo, sia di pianura. La scarpata che la separa dal Subsintema di Ravenna non supera mai i 2 – 3 m di altezza.

Verso la zona di bassa pianura i principali corsi d'acqua sono stati arginati artificialmente, e anche le superfici terrazzate riferibili all'Unità di Modena risultano intensamente urbanizzate (per esempio le vicine città o paesi al sito di intervento).

Lo spessore massimo dell'unità è di alcuni metri.

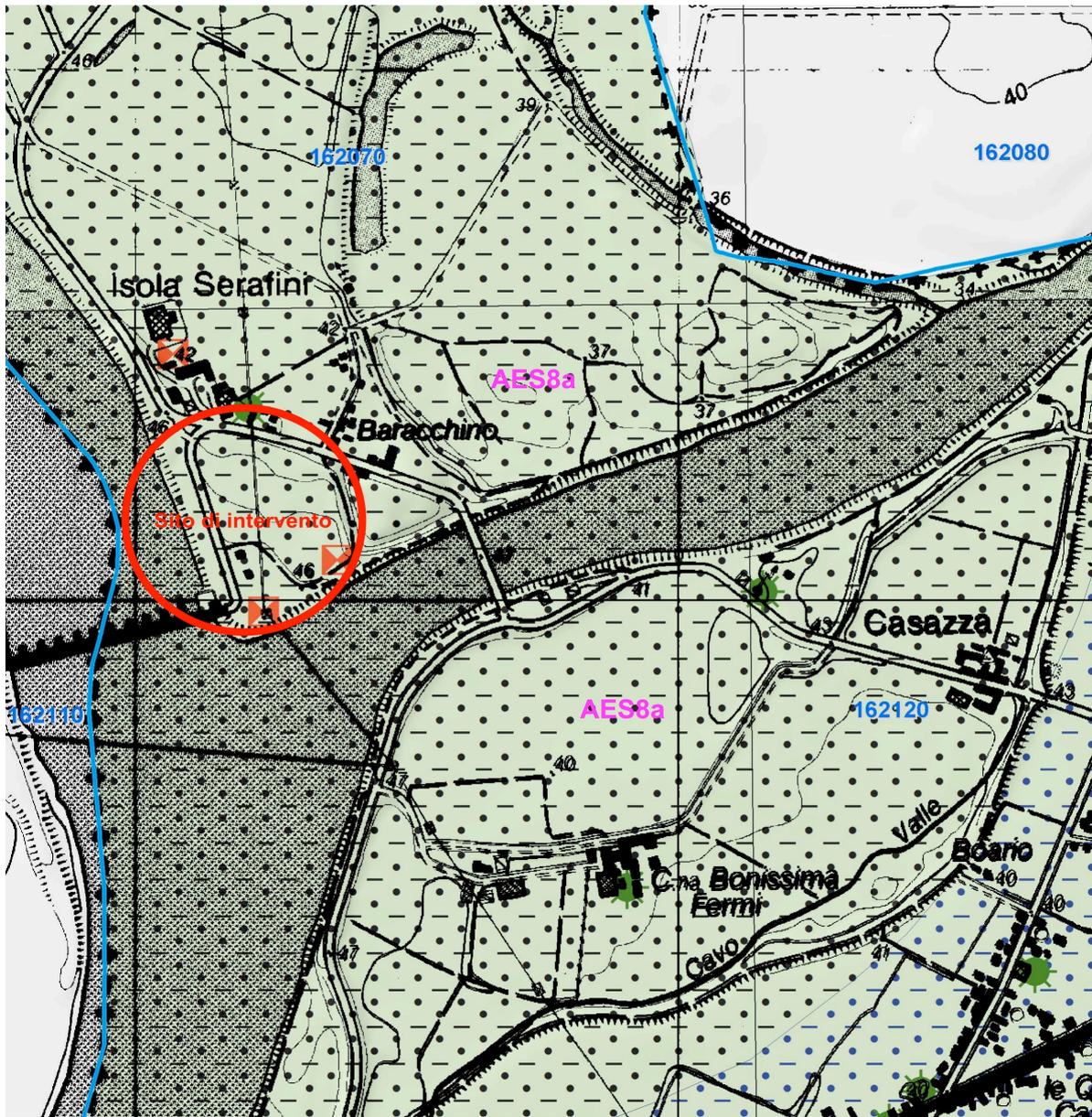
In base alle datazioni geoarcheologiche disponibili nell'area del Foglio, all'unità di Modena è attribuita un'età post-romana, probabilmente post IV-VII sec. d.C..

Età: Olocene (post IV-VII sec. d.C.) (G. Di Dio 2008) [Fig. 6].

In Carta Geologica si evidenzia la posizione del sito di indagine ricadente sopra l'unità di Modena AES8a [Fig. 6].

Dalla bibliografia emerge l'esistenza di due domini distinti, uno legato all'attività del Po, e l'altro ai fiumi di pertinenza appenninica. La distinzione avviene sulla base della distribuzione delle geometrie dei corpi ghiaiosi, ghiaiosi-sabbiosi e sabbiosi. I depositi legati all'attività del Po sono organizzati in corpi tabulari pressoché continui e malgamati che costituiscono intervalli di spessore massimo di 25-30 metri, con asse de posizionale orientato E-W. I depositi appenninici sono localizzati in corrispondenza dello sbocco delle valli appenniniche e dei loro fiumi, hanno una forma lobata e orientata trasversalmente al margine appenninico. Per discriminare i due domini esiste poi il criterio petrografico.

Petrofacies PO – Le sabbie attualmente trasportate dal Po nel tratto emiliano sono caratterizzate da una composizione litarenitico-feldspatica, relativamente quarzosa (composizione principale media Q59 F15 L+C26), con associazione di frammenti litici a tessitura fine dominata da frammenti di rocce metamorfiche (composizione media della frazione litica dell'ossatura Lm41 Lv21 Ls+C38), con particolare abbondanza di frammenti di serpentinoscisti. (Tratto dalle Note illustrative della carta Geologica d'Italia, Foglio 181, Parma Nord (A. Ceriani 2008).



Estratto dalla Carta Geologica della Regione Emilia-Romagna con banca dati
Sezioni 162070 - 162110 - 162120
scala 1:10.000

Fig. 6: carta geologica

3.2. PROVE IN SITO

Nell'area di studio sono state eseguite due prove dinamiche SPT e due prove penetrometriche statiche CPT, accoppiate per sito di indagine e distanti circa 200 m. Nella zona sud, dove sono presenti le attuali opere, si trovano la S1-P1 (SPT) e la S2-P1 (CPT) mentre nella zona nord la S7bis-P4 (SPT) e la S7-P4 (CPT) [Fig. 7].

Queste quattro prove sono state svolte in una parte dell'area che ospita l'Impianto idroelettrico di Isola Serafini con lo scopo di studiare il terreno per la costruzione di opere di rilascio DMV che regolano il quantitativo di acqua rilasciata da una qualsiasi opera di captazione sull'asta di un corso d'acqua, in modo da garantire la naturale integrità ecologica.

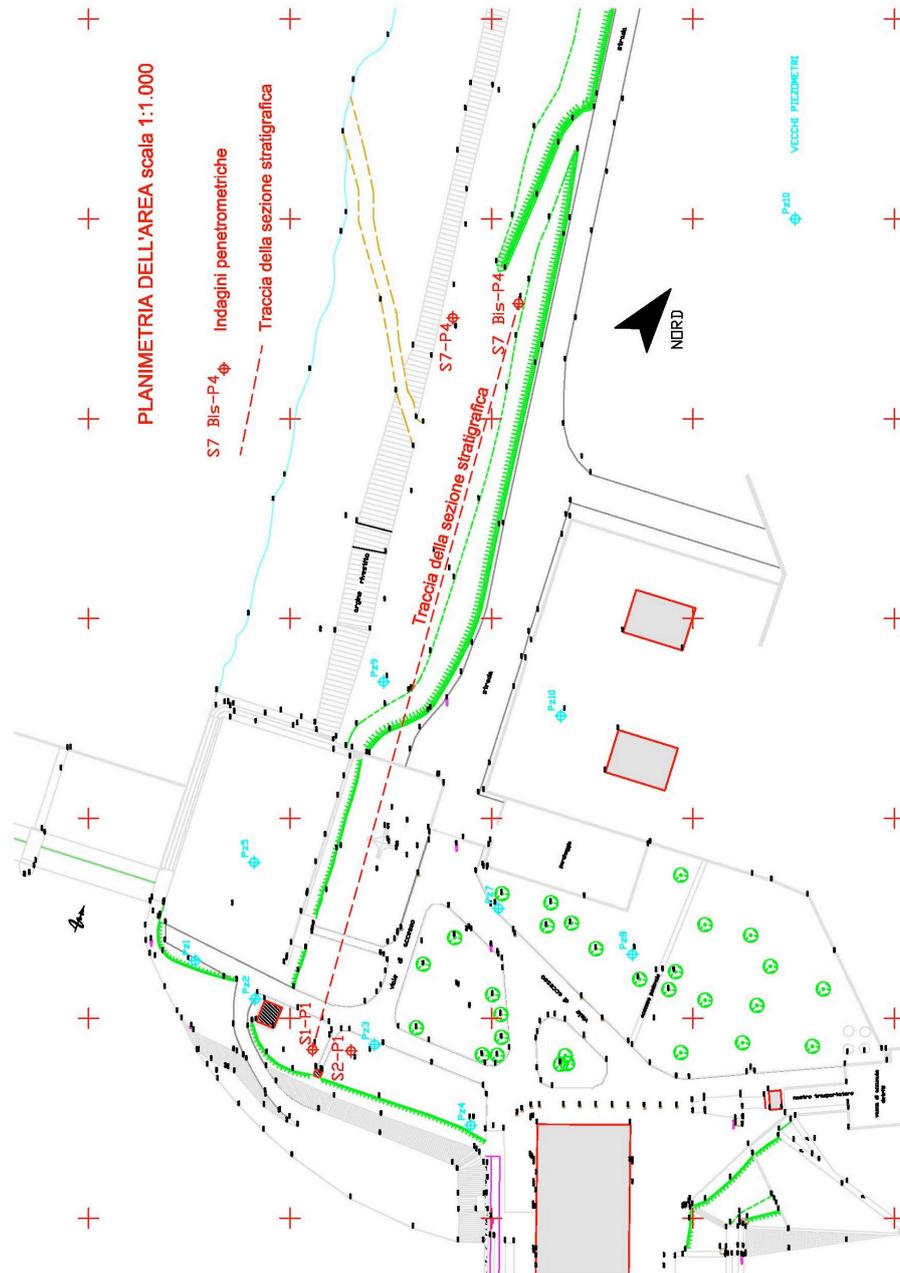


Fig. 7: planimetri dell'area, scala 1:1000.

I profili stratigrafici sono stati estrapolati dai sondaggi a carotaggio all'interno dei quali sono state effettuate le prove SPT S1-P1 e S7 bis-P4.

Osservando la sezione stratigrafica derivata dalla correlazione dei due profili si osserva che nonostante i 200 m di distanza la stratigrafia è abbastanza uniforme.

Nel profilo S1-P1 la stratigrafia evidenzia dal piano campagna fino a -6 metri una alternanza tra sabbia fine limosa, limo sabbioso fine e limo argilloso. Da -6 a -7.50 metri è presente un intervallo di argilla limosa. Da -7.50 a -17 metri dal piano campagna si ha una netta prevalenza di sabbia fine limosa con presenza di clasti negli ultimi 6 metri. Da -17 a -39 metri iniziano i sedimenti più grossolani ovvero sabbia eterometrica ghiaiosa o ghiaiosa fine e ghiaia con sabbia; intorno ai -30 metri è presenti un intervallo di circa due metri contenente argilla limosa e sabbia fine. Nella parte finale della prova da -39 a -40 metri ricompare la sabbia fine debolmente limosa.

Nel profilo S7bis-P4 la stratigrafia evidenzia dal piano campagna fino a -3 metri alternanza tra sabbia fine limosa, limo sabbioso fine e limo argilloso. Da -3 a -4 è presente un intervallo di argilla limosa. Da -4 a -14 metri si ha la prevalenza di sabbia fine, sabbia fine limosa con presenza di clasti. Da -14 a -30 metri iniziano i sedimenti più grossolani ovvero sabbia eterometrica ghiaiosa o ghiaiosa fine e ghiaia con sabbia con un intervallo di sabbia fine tra -21 e -27 metri.

La profondità della falda pari a -8 metri dal piano campagna, in entrambe le prove, è stata presa dai certificati delle indagini statiche CPT [Fig. 8].

SEZIONE STRATIGRAFICA S1-P1 - S7 bis-P4
 scala 1:800

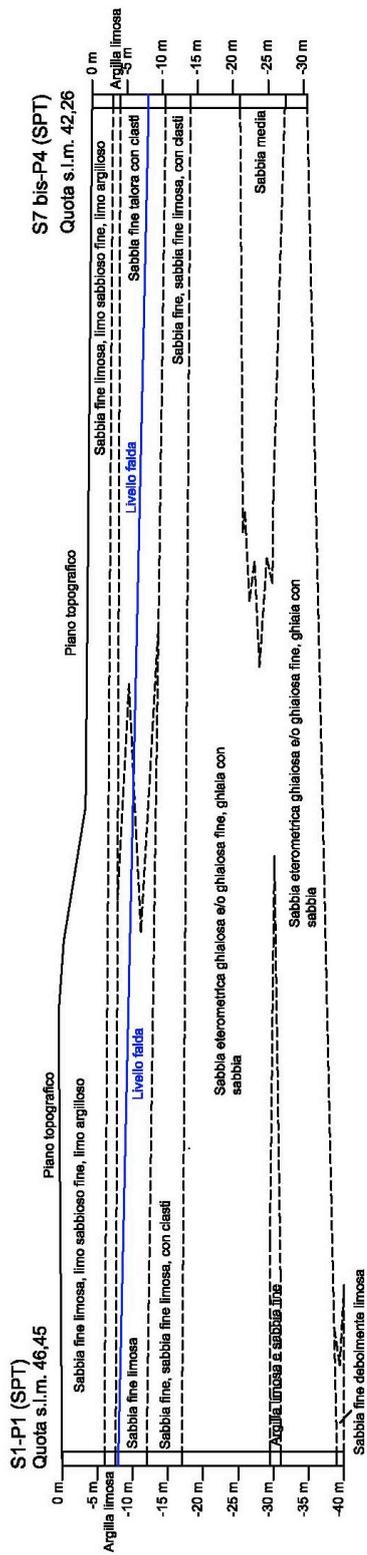


Fig. 8: sezione stratigrafica S1-P1 - S7 bis-P4, scala 1:800.

4. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

4.1. PARAMETRI DI ANALISI

Il procedimento a livello teorico mostrato nel capitolo 2 è stato applicato per elaborare i parametri ottenuti dalle quattro prove in sito tramite la compilazione di un foglio excel [Fig. 9].

Profondità della falda (m)	8,0	tipo prova	1	diametro foro (mm)	100	RENDIMENTO %	60	profondità falda	8,0						
Peso di volume Kn/mc	18,5	MSF(NCEER)		2,50											
Magnitudo	5,5														
Accelerazione m/secq	1,54														
Accelerazione	0,157														
prof. Iniz (m)	prof. finale (m)	Nspt	Cr	Cs	CB	CE	N60	prof media	qv (Kn/mq)	q'v (Kn/mq)	Pa/q'v	Cn	Cn effet	N1.60	FC
1,50	1,95	18	0,75	1	1	1	13,5	1,73	31,9	31,9	3,13	1,77	1,70	23,0	5
2,00	2,45	17	0,75	1	1	1	12,8	2,23	41,2	41,2	2,43	1,56	1,56	19,9	25
2,50	2,95	9	0,75	1	1	1	6,8	2,73	50,4	50,4	1,98	1,41	1,41	9,5	25
3,00	3,45	16	0,75	1	1	1	12,0	3,23	59,7	59,7	1,68	1,29	1,29	15,5	5
3,50	3,95	14	0,8	1	1	1	11,2	3,73	68,9	68,9	1,45	1,20	1,20	13,5	5
4,00	4,45	18	0,8	1	1	1	14,4	4,23	78,2	78,2	1,28	1,13	1,13	16,3	5
4,50	4,95	7	0,85	1	1	1	6,0	4,73	87,4	87,4	1,14	1,07	1,07	6,4	25
5,00	5,45	20	0,85	1	1	1	17,0	5,23	96,7	96,7	1,03	1,02	1,02	17,3	5
5,50	5,95	15	0,85	1	1	1	12,8	5,73	105,9	105,9	0,94	0,97	0,97	12,4	5
6,00	6,45	4	0,85	1	1	1	3,4	6,23	115,2	115,2	0,87	0,93	0,93	3,2	55
6,50	6,95	8	0,95	1	1	1	7,6	6,73	124,4	124,4	0,80	0,90	0,90	6,8	55
7,00	7,45	9	0,95	1	1	1	8,6	7,23	133,7	133,7	0,75	0,86	0,86	7,4	65
7,50	7,95	12	0,95	1	1	1	11,4	7,73	142,9	142,9	0,70	0,84	0,84	9,5	5
8,00	8,45	17	0,95	1	1	1	16,2	8,23	152,2	149,9	0,67	0,82	0,82	13,2	5
8,50	8,95	18	0,95	1	1	1	17,1	8,73	161,4	154,2	0,65	0,81	0,81	13,8	5
9,00	9,45	21	0,95	1	1	1	20,0	9,23	170,7	158,4	0,63	0,79	0,79	15,9	5
9,50	9,95	15	0,95	1	1	1	14,3	9,73	179,9	162,7	0,61	0,78	0,78	11,2	5
10,00	10,45	18	0,95	1	1	1	17,1	10,23	189,2	166,9	0,60	0,77	0,77	13,2	5
10,50	10,95	17	1	1	1	1	17,0	10,73	198,4	171,2	0,58	0,76	0,76	13,0	5
11,00	11,45	22	1	1	1	1	22,0	11,23	207,7	175,4	0,57	0,76	0,76	16,6	5
11,50	11,95	21	1	1	1	1	21,0	11,73	216,9	179,7	0,56	0,75	0,75	15,7	5
12,00	12,45	20	1	1	1	1	20,0	12,23	226,2	183,9	0,54	0,74	0,74	14,7	5
12,50	12,95	18	1	1	1	1	18,0	12,73	235,4	188,2	0,53	0,73	0,73	13,1	5
13,00	13,45	17	1	1	1	1	17,0	13,23	244,7	192,4	0,52	0,72	0,72	12,3	5
13,50	13,95	16	1	1	1	1	16,0	13,73	253,9	196,7	0,51	0,71	0,71	11,4	5
14,00	14,45	17	1	1	1	1	17,0	14,23	263,2	200,9	0,50	0,71	0,71	12,0	5
14,50	14,95	17	1	1	1	1	17,0	14,73	272,4	205,2	0,49	0,70	0,70	11,9	5
15,00	15,45	24	1	1	1	1	24,0	15,23	281,7	209,4	0,48	0,69	0,69	16,6	5
15,50	15,95	33	1	1	1	1	33,0	15,73	290,9	213,7	0,47	0,68	0,68	22,6	5

Fig. 9: particolare del foglio di calcolo excel.

La prova penetrometrica dinamica (SPT), con un passo strumentale di 50cm, ha fornito 37 valori dei seguenti parametri:

- numero di colpi della prova (N_{SPT});
- Profondità iniziale e finale di ogni strato indagato da cui mi ricavo la profondità media;
- Note litologiche di ogni strato da cui mi ricavo il valore di contenuto di fini FC grazie ad una tabella con valori standard;
- Diametro del foro;
- Rendimento della macchina;

La prova penetrometrica statica (CPT), con un passo strumentale di 1cm perché in questo caso è stata utilizzata una punta elettrica, ha fornito 2016 valori dei seguenti parametri:

- Profondità dello strato;
- Resistenza statica alla punta (q_c);
- Resistenza d'attrito laterale (f_s);

Per entrambi i casi è stata poi definita la profondità della falda da misure piezometriche.

Poi ci sono altri parametri che non vengono ricavati dalle indagini, ma che sono necessari in entrambe le metodologie:

- Magnitudo del sisma: determinata tramite il "Database of individual Seismogenic Sources" dell'INGV
- Accelerazione sismica di picco A_{max} : tramite il "Database of individual Seismogenic Sources" dell'INGV
- Peso di volume: da bibliografia;

Inserendo questi valori nel foglio di calcolo excel ho potuto ricavarli i valori del fattore di sicurezza FS che ho rappresentato graficamente.

I grafici, a dispersione, hanno in ascissa i valori di FS e in ordinata quelli della profondità dello strato espressa in metri. Parallelamente all'asse y ho tracciato una linea che evidenzia il valore 1 di FS che rappresenta il limite oltre al quale può avvenire liquefazione, anche se il geologo che attua questa stima può variare questa soglia di qualche decimale per avere un maggiore range di sicurezza.

In questo lavoro di stima del potenziale di liquefazione sono stati presi in esame solo i primi 20 metri del sottosuolo perché al di sotto di tale profondità, come già spiegato nei precedenti paragrafi, è altamente improbabile che avvenga il fenomeno di liquefazione.

Le analisi sono state condotte ipotizzando due casi differenti:

- CASO 1: ho considerato la sismicità storica dell'area secondo quanto previsto dall'INGV, ricavando una magnitudo di 5.5 e un'accelerazione di picco di $1,54\text{m/s}^2$. La falda è ad una profondità di 8 metri e sapendo che sopra di essa non possiamo avere liquefazione, ho dato a questo intervallo di terreno un valore arbitrario di $FS=2$.
- CASO 2: ho modificato i parametri sismici cercando di simulare la situazione che ha caratterizzato l'evento sismico dell'Emilia del 20 maggio 2012, ovvero magnitudo 6 e accelerazione di picco di $2,45\text{ m/s}^2$. Inoltre ho considerato la falda a livello del piano campagna per ipotizzare una situazione molto sfavorevole.

4.2. RISULTATI DA PROVE

4.2.1. Prove SPT: confronto tra Caso 1 e Caso 2

In una prima serie di analisi è stato effettuato il confronto tra il potenziale di liquefazione calcolato per le SPT nel caso 1 con quello nel caso 2. La Fig. 10 mostra il grafico della stima del potenziale di liquefazione della prova S1-P1, la Fig. 11 quello della prova S7bis-P4.

PROVA SPT S1-P1

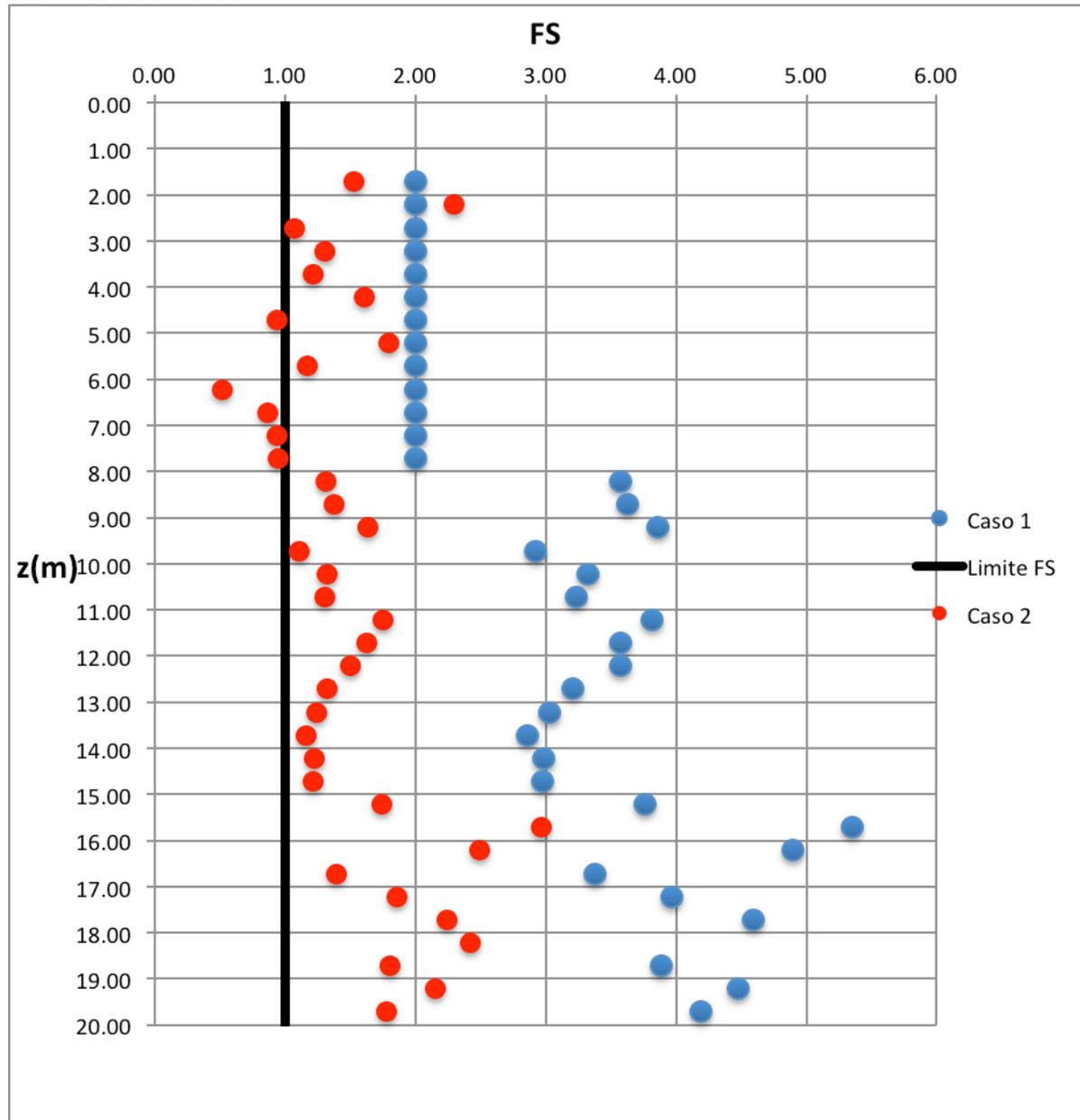


Fig. 10: grafico della stima del potenziale di liquefazione. Caso 1: magnitudo 5.5, accelerazione 1.54 m/s², profondità della falda 8.0 m. Caso 2: magnitudo 6, accelerazione 2.45 m/s², profondità della falda 0 m.

Nel caso 1 della prova S1-P1 il terreno sottofalda, da -8 a -16 metri (in cui è presente sabbia fine), non presenta orizzonti liquefacibili ed il valore di FS varia fra 3 e 4. Con la comparsa della componente ghiaiosa i valori si alzano a poco più di 5. Il caso 2 ci

mostra livelli altamente liquefacibili nei primi 8 metri in cui è presente sabbia fine limosa, limo argilloso e argilla limosa. Tra i -8 e i -16 metri, in cui si trova la sabbia fine limosa, i valori si assestano poco sopra il limite 1, quindi potenzialmente liquefacibili. Nella parte finale, sotto i 15 metri non abbiamo più liquefazione a causa della componente ghiaiosa [Fig. 10].

PROVA SPT S7bis-P4

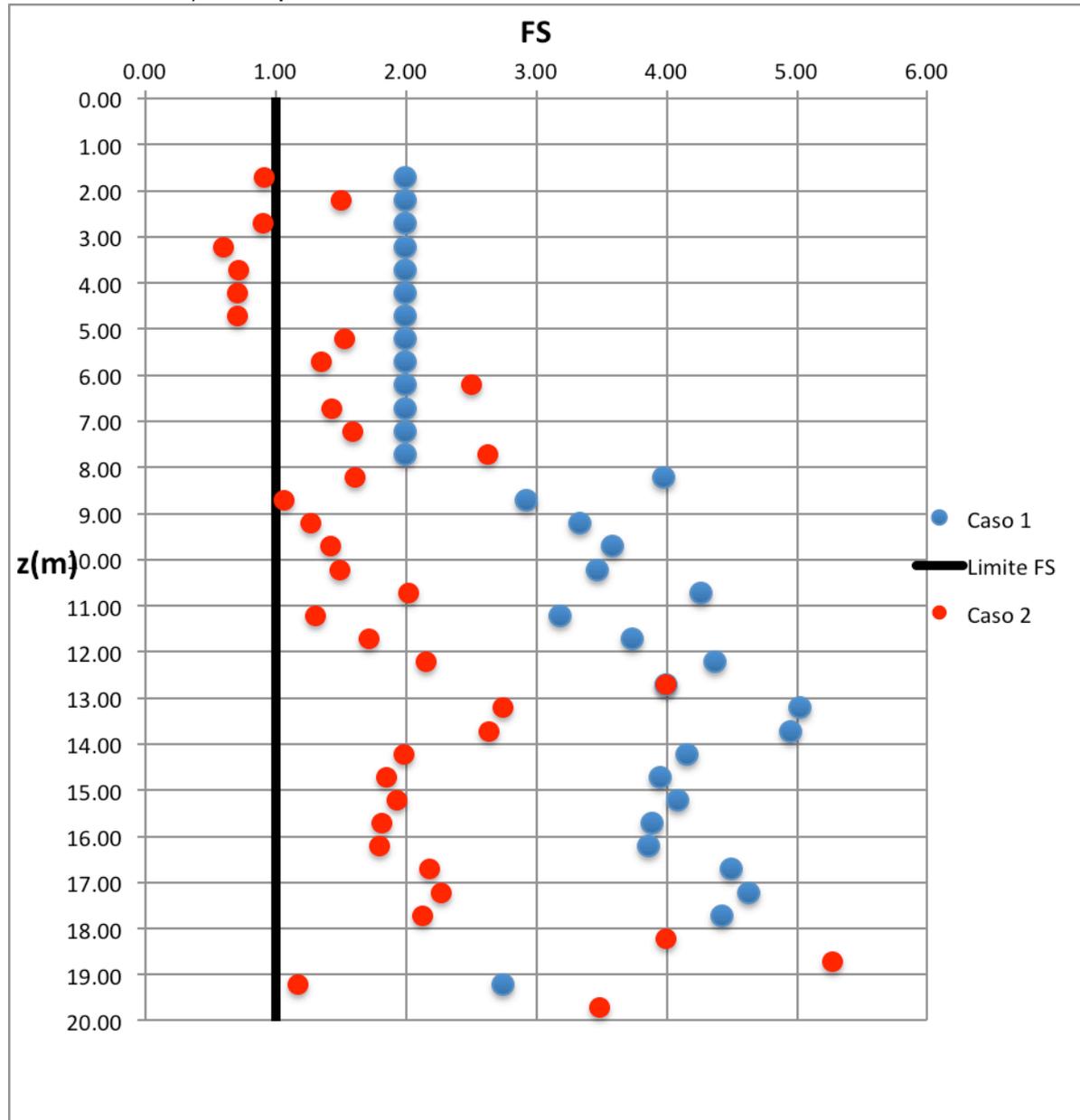


Fig. 11: : grafico della stima del potenziale di liquefazione. Caso 1: magnitudo 5.5, accelerazione 1.54 m/s^2 , profondità della falda 8.0 m. Caso 2: magnitudo 6, accelerazione 2.45 m/s^2 , profondità della falda 0 m.

Nel caso 1 della prova S7bis-P4 il terreno sotto falda presenta alti valori di FS. Possiamo notare due fasce di valori, la prima compresa tra -8 e -13 metri corrispondente alla presenza di sabbia fine con valori di FS tra 3 e 4, mentre la seconda sottostante ha un valore tra 4 e 5 dovuto alla presenza della componente ghiaiosa. Nel caso 2 i primi 5 metri in cui abbiamo prevalenza di sedimenti granulari fini (sabbia fine e limo sabbioso) risultano liquefacibili. Fra -5 e -12 metri, in

corrispondenza di sedimenti sabbiosi con presenza di clasti ghiaiosi, sono inoltre presenti orizzonti potenzialmente a rischio. Oltre i 14 metri iniziano le ghiaie ed il potenziale di liquefazione risulta molto basso [Fig. 11].

4.2.2. Prove CPT: confronto tra Caso 1 e Caso 2

Successivamente è stato effettuato il confronto tra il potenziale di liquefazione calcolato per le CPT nel caso 1 con quello nel caso 2. La Fig. 10 mostra il grafico della stima del potenziale di liquefazione della prova S2-P1, la Fig. 11 quello della prova S7-P4.

PROVA CPT S2-P1

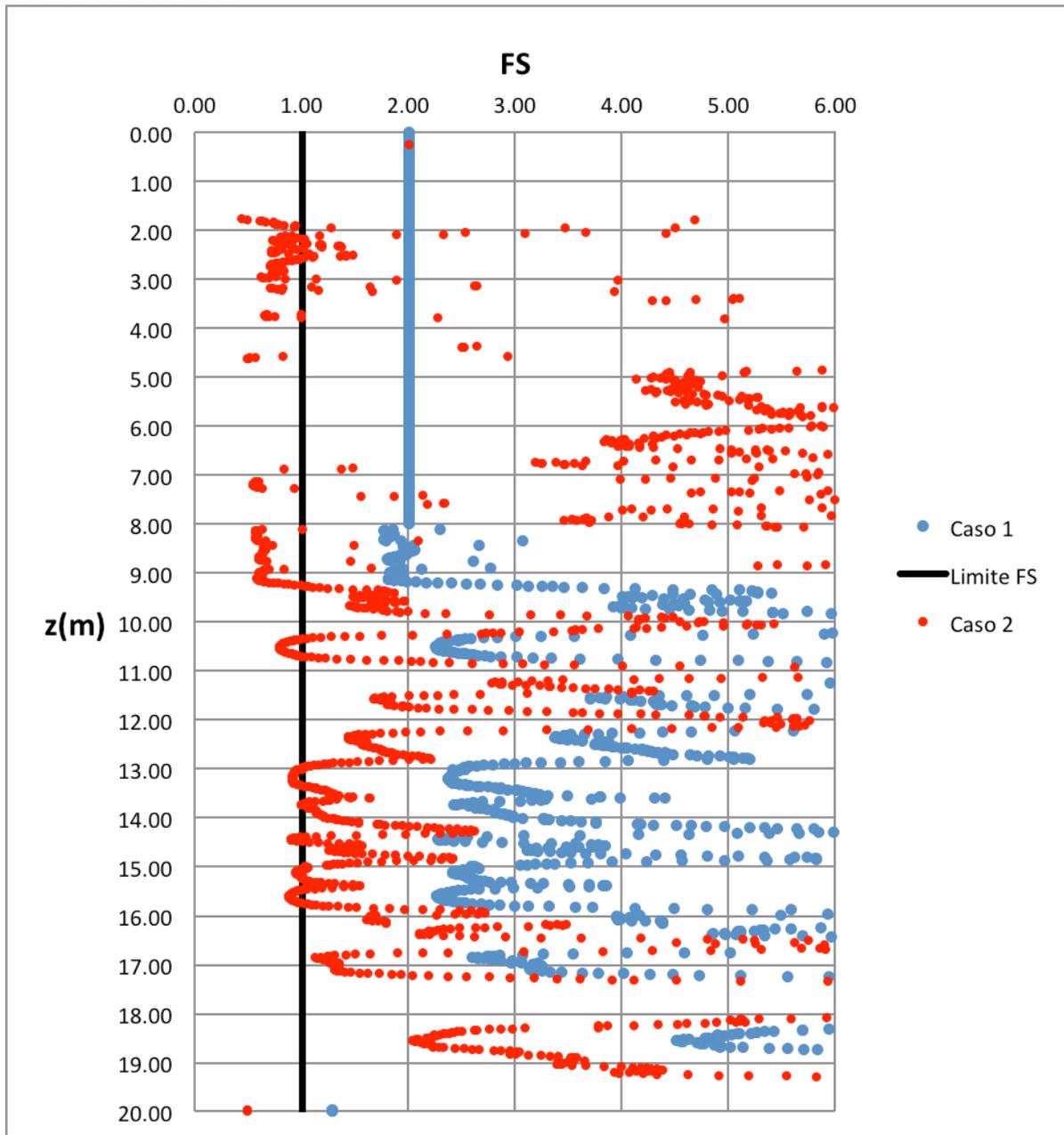


Fig. 12: : grafico della stima del potenziale di liquefazione. Caso 1: magnitudo 5.5, accelerazione 1.54 m/s², profondità della falda 8.0 m. Caso 2: magnitudo 6, accelerazione 2.45 m/s², profondità della falda 0 m.

Nel caso 1 della prova S2-P1 il profilo del potenziale di liquefazione non individua orizzonti liquefacibili. Ci sono valori di FS minimi di poco inferiori a 2 immediatamente sotto falda (tra -8 e -9 m). Al di sotto di -9 metri abbiamo valori altamente variabili, ma sempre maggiori di 2, quindi abbondantemente lontani dal range di rischio.

Nel caso 2 i primi 11 metri presentano una situazione altamente critica con terreni potenzialmente liquefacibili ad eccezione dell'orizzonte argilloso compreso tra -5 e -7 metri. Fra -11 e -17 metri, in cui è presente sabbia fine limosa e persistono orizzonti a rischio di liquefazione. Al di sotto dei 17 metri, in corrispondenza dei sedimenti ghiaiosi, il valore di FS risulta maggiore di 1 [Fig. 12].

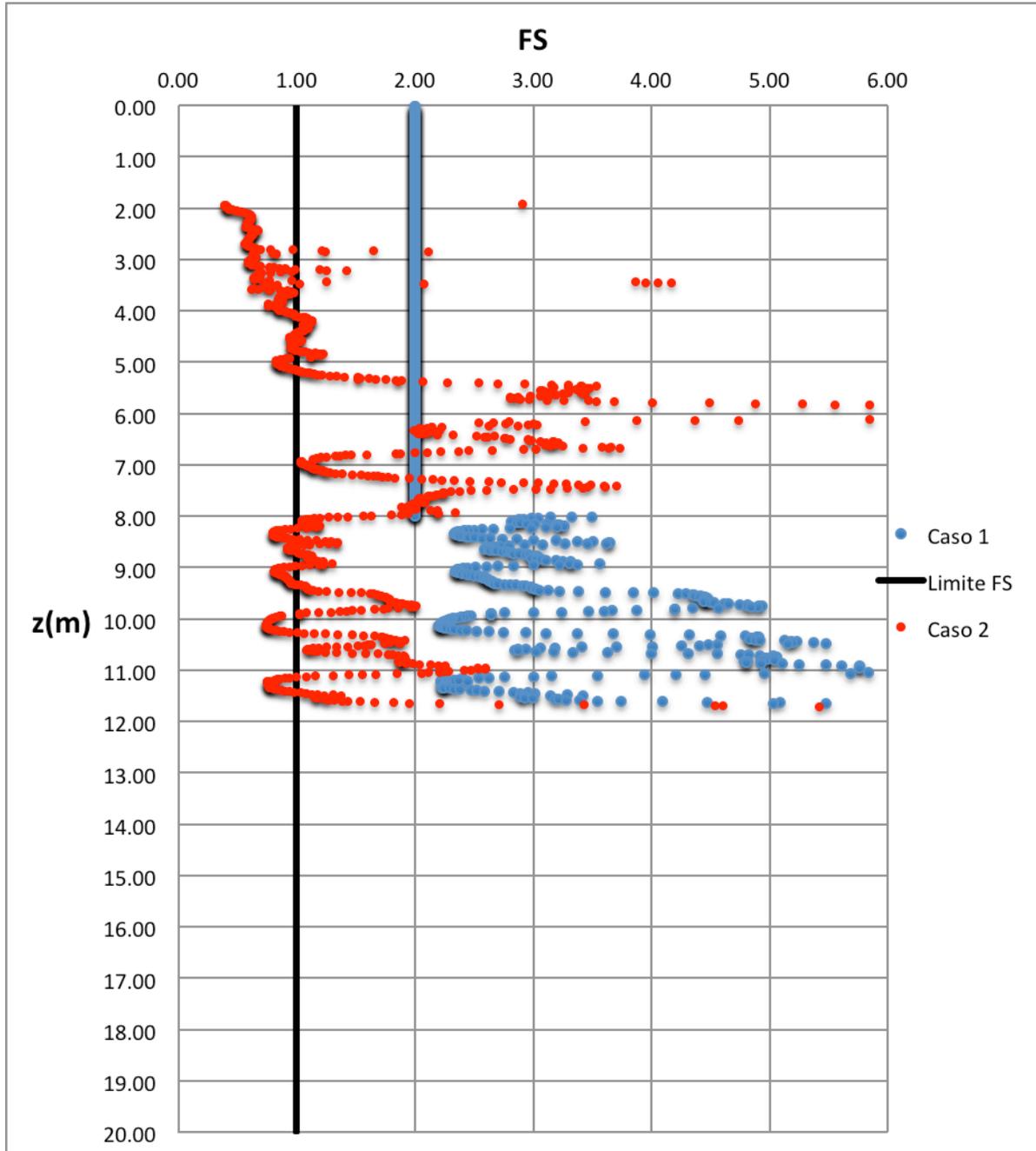


Fig. 13: : grafico della stima del potenziale di liquefazione. Caso 1: magnitudo 5,5, accelerazione 1.54 m/s², profondità della falda 8.0 m. Caso 2: magnitudo 6, accelerazione 2.45 m/s², profondità della falda 0 m.

Nella prova S7-P4 i valori di FS terminano a -12 metri perché le prove CPT dopo tale profondità hanno incontrato i terreni ghiaiosi che la prova penetrometrica statica non può attraversare.

Nel caso 1 gli strati presi in esame tra -8 e -12 metri, composti da sabbia fine, presentano un FS maggiore di 2 quindi abbondantemente lontani dal range di rischio.

Nel Caso 2 il terreno si presenta fortemente liquefacibile ad eccezione di alcuni orizzonti fra -5,50 e -8 metri dove nella sabbia fine sono presenti clasti ghiaiosi di dimensione centimetrica [Fig. 13].

4.3. CONFRONTO TRA PROVE SPT E PROVE CPT

In questo paragrafo si mettono a confronto le due tecniche di indagine sovrapponendo i risultati ottenuti dalle prove SPT e CPT dello stesso sito. Un primo confronto è stato effettuato tra le prove S1-P1(SPT) e S2-P1(CPT) per il caso di sismicità 1.

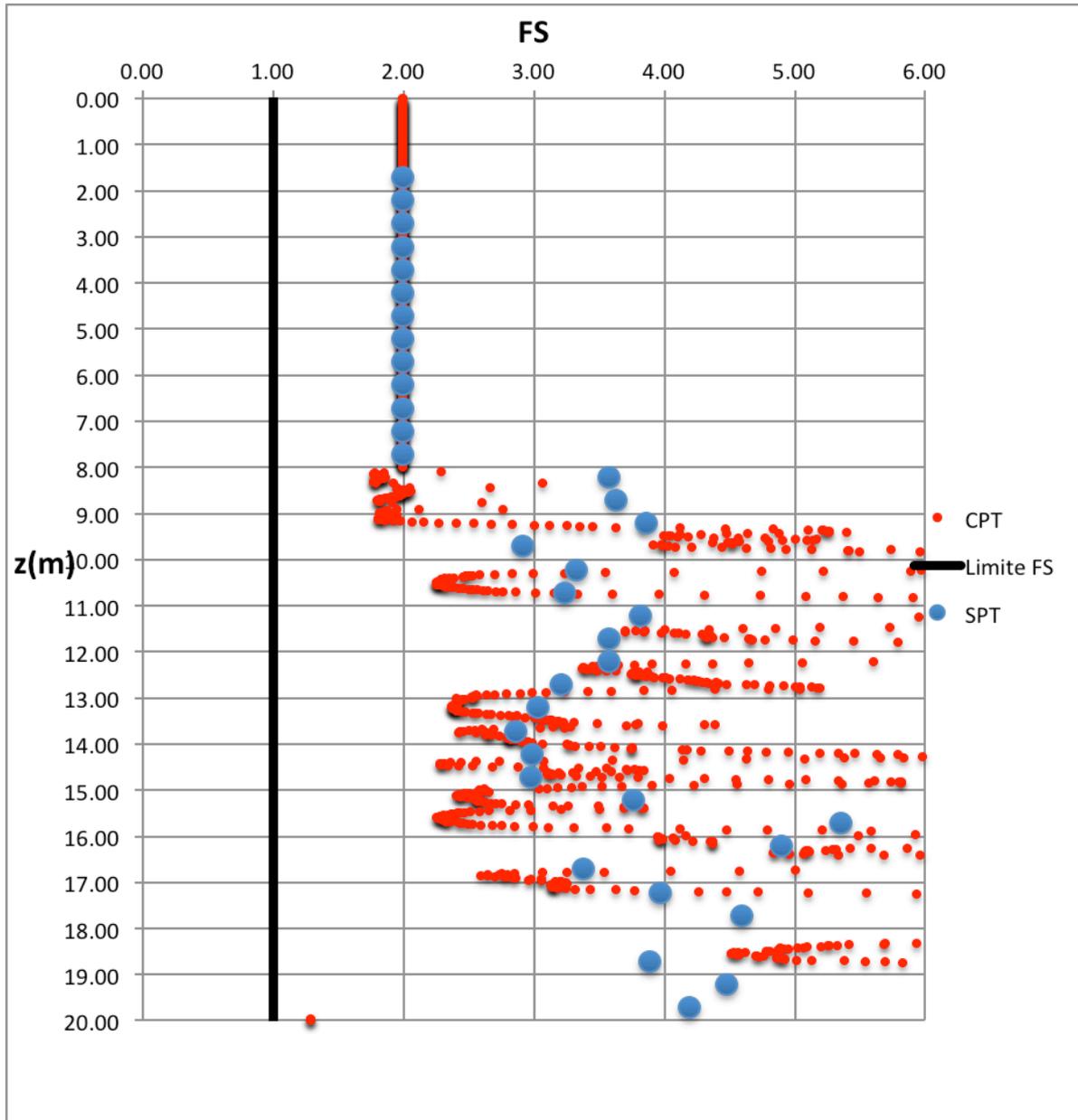


Fig. 14: grafico della stima del potenziale di liquefazione. Caso 1: magnitudo 5.5, accelerazione 1.54 m/s^2 , profondità della falda 8.0 m.

Come si può notare in Fig. 14, nel caso 1, le due tecniche di indagine presentano profili abbastanza simili ad eccezione dello strato fra -8 e -9 metri in cui è presente sabbia fine limosa. In questo strato la SPT ci da valori di FS di circa 3.5 mentre la CPT valori leggermente inferiori a 2. Questa differenza è probabilmente imputabile alla maggiore precisione delle prove CPT che hanno un minor passo strumentale e riesce a caratterizzare il terreno con maggiore accuratezza [Fig. 14].

PROVE S1-P1(SPT) / S2-P1(CPT), CASO 2

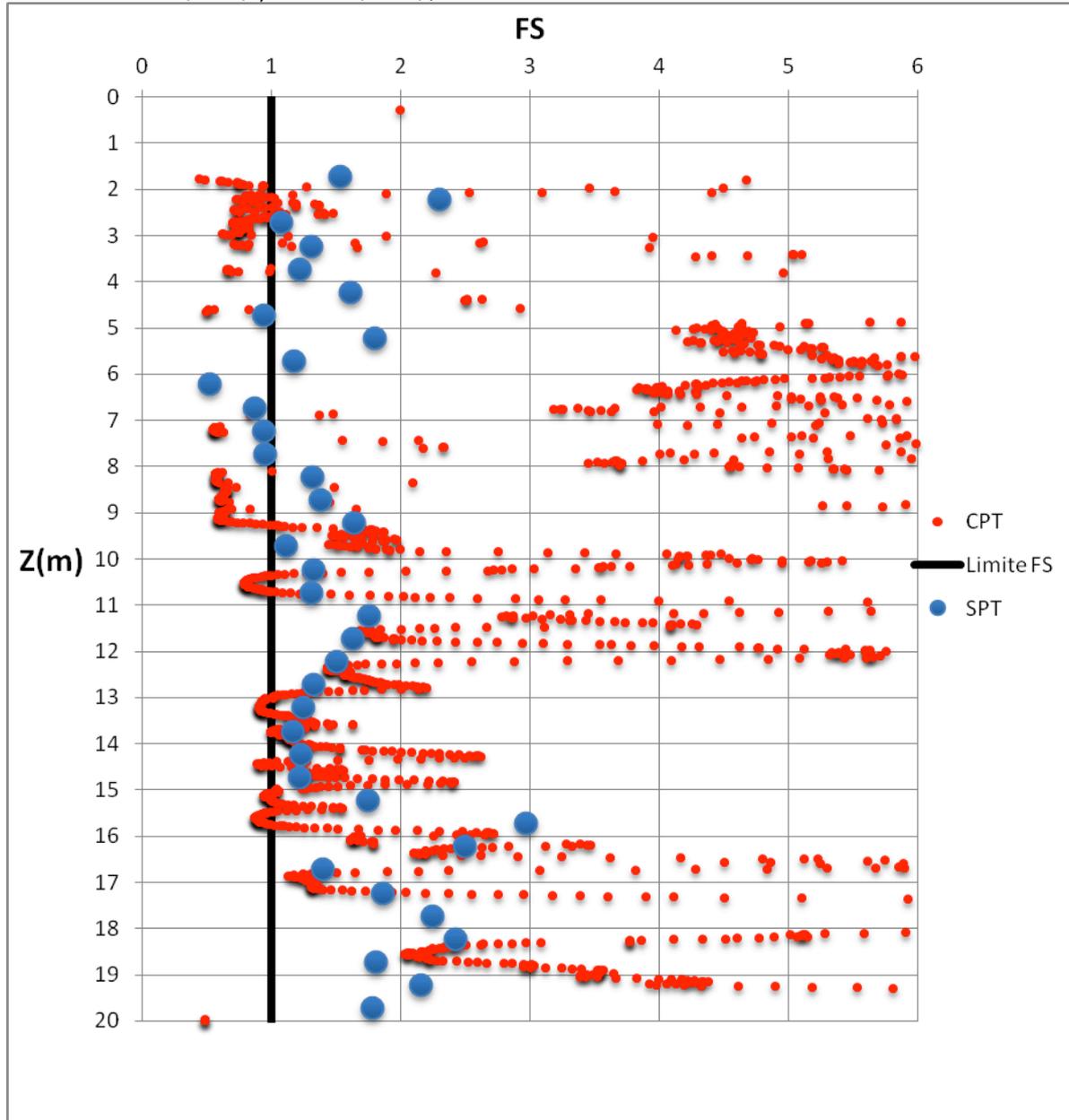


Fig. 15: : grafico della stima del potenziale di liquefazione. Caso 2: magnitudo 6, accelerazione 2.45 m/s^2 , profondit  della falda 0 m.

Nel caso 2, l'accordo tra le due metodologie   ancora maggiore. Fanno eccezione alcuni orizzonti tra -4 a -8 metri composti da limo argilloso, sabbia fine limosa e argilla limosa. In questo strato i due tipi di prove danno risultati contrastanti: la CPT fornisce valori di FS generalmente maggiori di 2, mentre la SPT prevalentemente inferiori a 1 indicandoci che lo strato   liquefacibile. Il fenomeno della liquefazione ad alti contenuti di fini (FC), come nello strato in questione, dovrebbe essere altamente improbabile, quindi si pu  dire che i valori maggiormente attendibili sono probabilmente quelli relativi alla prova CPT [Fig. 15].

Il confronto tra le prove -P4 e S7-P4 fornisce risultati analoghi.

PROVE S7bis-P4(SPT) / S7-P4(CPT), CASO 1

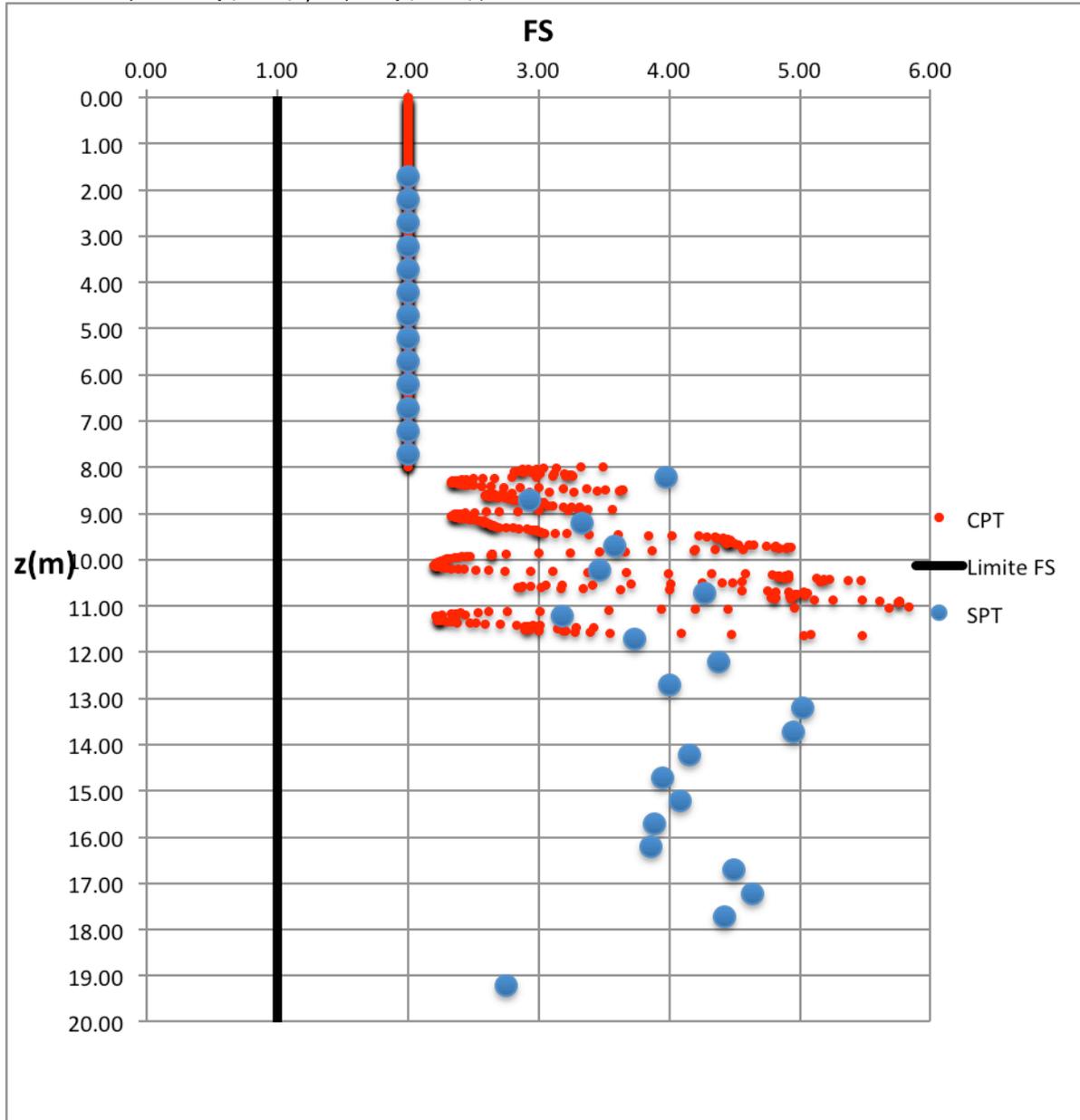


Fig. 16: grafico della stima del potenziale di liquefazione. Caso 1: magnitudo 5.5, accelerazione 1.54 m/s², profondità della falda 8.0 m.

Nel caso 1 si può in realtà confrontare solo lo strato tra -8 e -12 metri perché la prova CPT, come detto precedentemente, non riesce ad attraversare gli strati ghiaiosi presenti sotto i 12 metri.

I valori di FS della prova statica CPT, come nei casi precedenti, risultano inferiori rispetto a quelli della prova dinamica SPT, ma comunque lontani dal range critico in cui si può verificare la liquefazione [Fig. 16].

PROVE S7bis-P4(SPT) / S7-P4(CPT) CASO 2

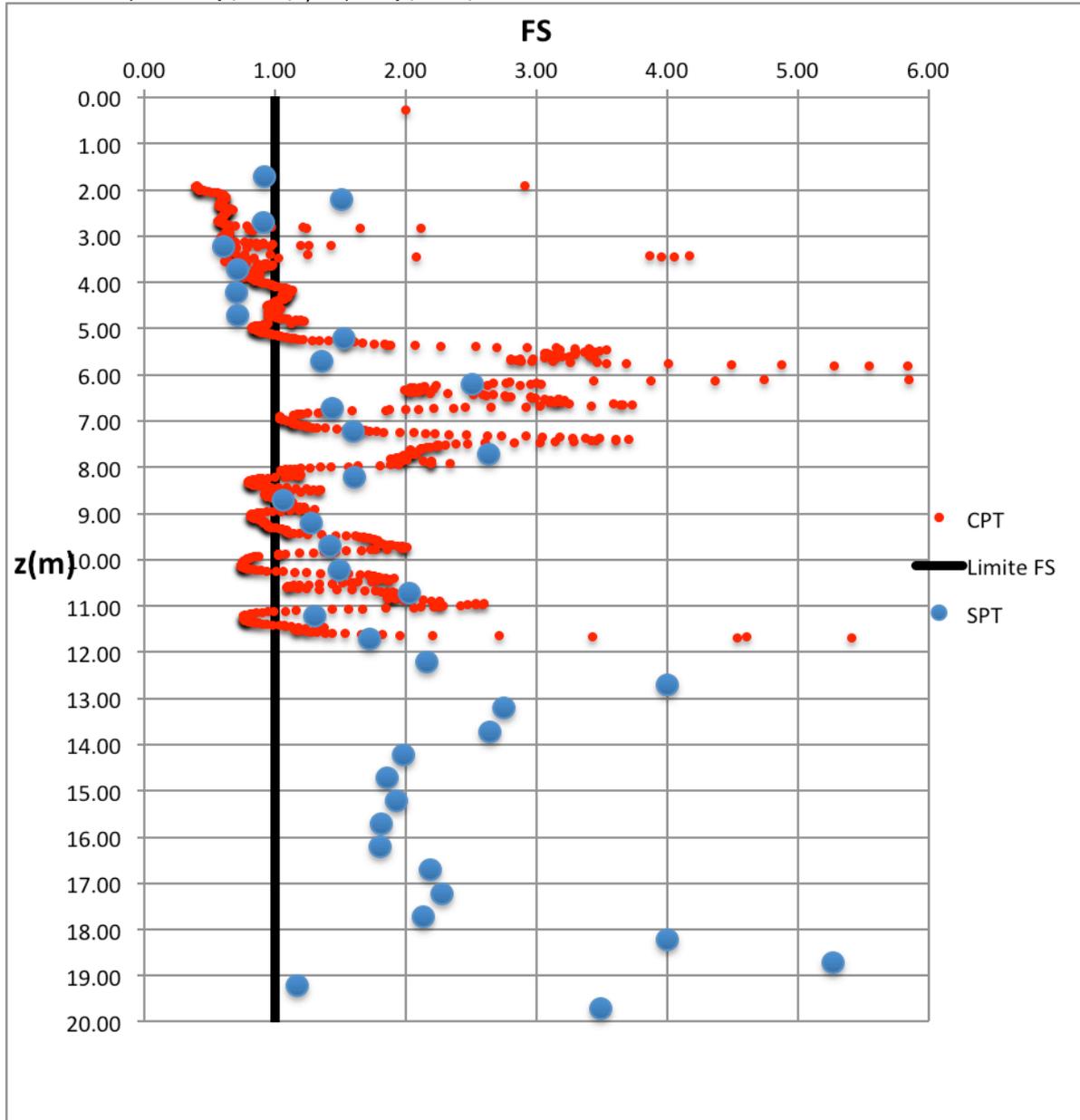


Fig. 17: grafico della stima del potenziale di liquefazione. Caso 2: magnitudo 6, accelerazione 2.45 m/s², profondità della falda 0 m.

Anche nel caso 2 si possono confrontare solo gli strati fino a -12 metri perché la prova CPT, come detto precedentemente, non riesce ad attraversare gli strati ghiaiosi presenti al di sotto.

I risultati delle due prove sono abbastanza simili, ad eccezione dello strato di sabbia fine tra -8 e -12 metri in cui la prova statica CPT indica che lo strato è fortemente liquefacibile mentre con la prova dinamica SPT i valori sono poco superiori a 1 quindi inseribili in un range di possibile liquefazione [Fig. 17].

4.4. DISCUSSIONE

Sulla base delle analisi effettuate posso affermare che i valori del potenziale di liquefazione ottenuti dalle due diverse prove sono generalmente corrispondenti.

La prova statica CPT in generale sembra fornire valori più bassi del fattore di sicurezza FS, probabilmente a causa del passo strumentale di 1 cm che riesce a caratterizzare il terreno in modo più accurato.

La prova dinamica SPT d'altra parte, fornisce dati anche in strati di terreno sabbioso ghiaioso. Questo però risulta di limitata utilità al fine del calcolo del fattore di sicurezza FS perché la liquefazione dei terreni ghiaiosi è difficile da valutare ed è ancora oggetto di ricerca.

L'osservazione dei primi quattro grafici (paragrafi 4.2 e 4.3), in cui abbiamo confrontato i due differenti casi di sismicità, ci conferma quanto siano importanti i tre parametri di sollecitazione sismica.

In tutte e quattro le prove siamo passati da una situazione non liquefacibile ad una in cui il fenomeno è altamente probabile nel caso di un evento sismico come quello dell'Emilia (2012).

Riguardando le formule del capitolo 2 possiamo capire perché questi parametri comportano una diminuzione del fattore di sicurezza FS:

- il valore della magnitudo che viene trasformato in MSF (fattore di scala della magnitudo) si trova al denominatore di tale formula

$$MSF = \frac{174}{M_w^{2,56}}$$

quest'ultimo agisce al denominatore di CSR

$$CSR_{M=7,5} = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{\max}}{g} r_d \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \frac{1}{K_\alpha}$$

il quale è al denominatore di FS.

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

quindi possiamo dire che FS è inversamente proporzionale a M, perché un aumento di M diminuisce MSF il quale aumenta CSR che infine diminuirà il valore di FS.

- Il valore dell'accelerazione di picco del suolo a_{\max} come si può vedere nelle formule precedenti è al numeratore di CSR quindi porta un aumento del valore di CSR ed un conseguente minore FS.
FS è inversamente proporzionale a a_{\max} .
- La diminuzione della profondità della falda produce un aumento del rapporto fra la pressione litostatica totale ed efficace (σ_v, σ'_v), quindi un aumento della CSR e conseguente valore minore di FS.
FS proporzionale alla profondità della falda.

5. CONCLUSIONI

Lo scopo di questa tesi è stato quello di analizzare le differenze tra due metodologie di indagine per la stima del potenziale di liquefazione. Le indagini sono state svolte nel sito di Isola Serafini, in provincia di Piacenza, per la creazione di opere di rilascio DMV utili per l'impianto idroelettrico presente in quest'area. Il sito è caratterizzato da depositi di conoide alluvionale, costituiti da sabbie medio e/o fini con livelli e lenti di ghiaie, ricoperte da una coltre limosa e/o limoso-sabbiosa discontinua. I dati sono stati ricavati da prove penetrometriche dinamiche (SPT) e prove statiche (CPT), quest'ultime sono state effettuate con una punta elettrica ad un passo strumentale di 1 cm, 50 volte inferiore rispetto alle prove SPT. Inizialmente è stato spiegato a livello teorico il fenomeno della liquefazione ed il procedimento necessario per il calcolo del fattore di sicurezza FS appreso tramite testi di letteratura e manuali tecnici. In seguito sono stati elaborati, grazie ad un foglio di calcolo excel, i dati sperimentali estrapolati dalle indagini in sito ottenendo la stima del potenziale di liquefazione. Le analisi sono state condotte, in un primo caso, considerando la storia sismica dell'area e in un secondo caso cercando di simulare la situazione presente durante l'evento sismico dell'Emilia risalente al 20 maggio 2012. Successivamente è stato effettuato il confronto di questi due casi da cui si è potuto osservare l'effetto di parametri come la magnitudo, l'accelerazione di picco del suolo e la profondità della falda. Si è osservato che nel caso 1 non sono presenti orizzonti liquefacibili, mentre nel caso 2 si passa ad una situazione in cui il terreno è quasi totalmente liquefacibile. Nella parte finale sono stati confrontati i valori delle due diverse indagini tecniche rappresentati mediante grafici a dispersione. In conclusione possiamo dire che le due metodologie hanno fornito valori generalmente corrispondenti, anche se le prove statiche hanno caratterizzato meglio il terreno, grazie all'elevato numero di valori, fornendo un valore più critico del fattore di sicurezza rispetto alle prove dinamiche.

BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Bruschi, Liquefazione dei terreni e fenomeni associati, Dario Flaccovio Editore, 2014.
- [2] A. Di Bernardo, La liquefazione dei terreni, Edizioni Program Geo, 2012.
- [3] S. G. Monaco, Liquefazione dei terreni in condizioni sismiche, EPC Libri, 2008.
- [4] G. Riga, La liquefazione dei terreni, Dario Flaccovio Editore, 2007.
- [5] Note illustrative della carta geologica d'Italia alla scala 1:50.000 foglio 181, Parma nord, 2008.

SITOGRAFIA

- [1] https://applicazioni.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia
- [2] www.geostru.com/geopp/mappa-sismogenetica.aspx
- [3] https://servizimoka.regione.emilia-romagna.it/mokaWeb92/applicazioni/parchi_01