COMUNE DI OZZANO DELL'EMILIA

Progetto relativo al Piano Urbanistico Attuativo (PUA) con valenza di Permesso di Costruire relativo all'Ambito AR, Via Sant'Andrea in Comune di Ozzano dell'Emilia

PROGETTISTA ARCHITETTONICO

Arch. Elisabetta Masi -
Arch. Gianluigi Ricciardi associati
Via Circonvallazione Nord 103
40053 Bazzano (Bo)

PROGETTISTA OPERE DI URBANIZZAZIONE
DIREZIONE LAVORI GENERALE

Ing. Stefano Marzadori
Via Gyula, 43
40054 Budrio (Bo)

PROPRIETA'

De' Toschi S.p.a.
P.zza Minghetti, 4/D
40124 Bologna

COLLABORAZIONE

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

OGGETTO:

Relazione Geologica

SCALA

TAVOLA N°

13

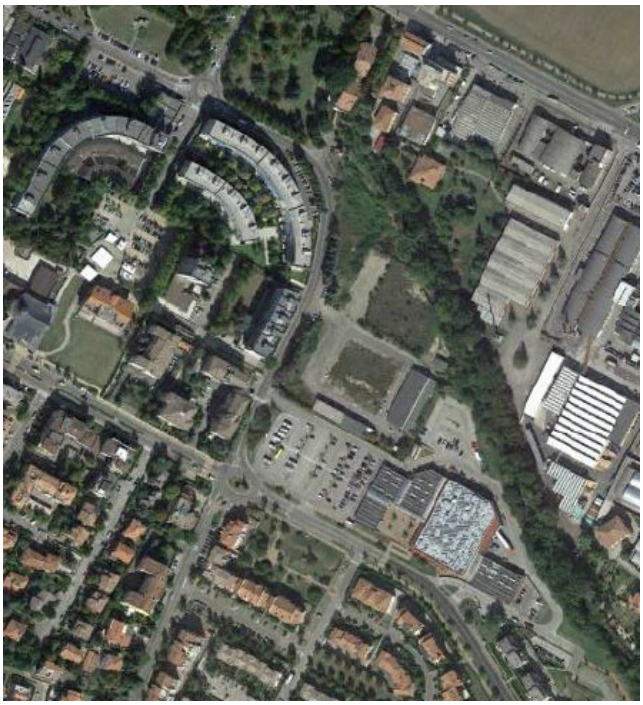
REV.	DATA	DESCRIZIONE
1°		
2°		
3°		
4°		
5°		
6°		

N° ARCHIVIO:

CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA

COMUNE DI OZZANO DELL'EMILIA

Relazione geologica di supporto all'inserimento di un'area nel PUA



Committente: Grande Sole srl – Budrio (BO)

I Professionisti incaricati: Dott. Geol. Piero Cavarocchi

Dott. Geol. Riccardo Galassi

Bologna, marzo 2017

OGGETTO DELL'INDAGINE

Oggetto dell'incarico professionale: relazione geologica di supporto all'inserimento di un' area all0interno del PUA del Comune di Ozzano dell'Emilia (BO). Il documento riassume gli esiti di un'apposita campagna geognostica eseguita allo scopo di determinare le caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti al suo interno, determinazione propedeutica ad un successivo intervento edificatorio.
L'area è attualmente inserita nel POC del comune, identificata dalla sigla AR24.

Fig. 1 – ubicazione dell'area su cartografia tecnica (dal sito web del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna

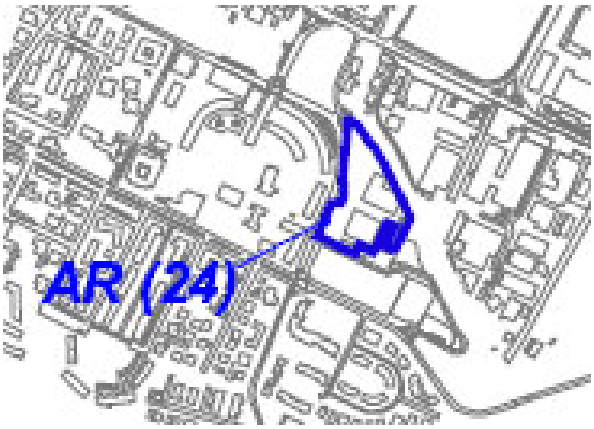


Fig. 2 - delimitazione dell'area nella cartografia del POC

Confrontando le diverse cartografie si può notare come quella di maggior dettaglio mostri come l'area a sud rispetto a quella in studio sia stata oggetto di opere di urbanizzazione e di costruzione di fabbricati ad uso sia residenziale che commerciale.
Si fa notate che tutte le cartografie riportano all'interno dell'area del POC la sagoma di due edifici che in passato ospitavano attività artigianali non ben individuate (le uniche informazioni certe che si è potuto raccogliere danno conto della presenza di un tornitore che occupava la porzione meridionale del fabbricato posto più a sud): entrambi questi edifici sono stati demoliti da circa 10 anni e attualmente lo stato dei luoghi è apprezzabile da una fotografia aerea che viene riportata di seguito.

Fig. 2 – stato attuale dei luoghi da foto aerea – sono evidenti le sagome dei due fabbricati demoliti

Riferimento CTR: Sezione n° 221140 (OZZANO DELL'EMILIA)
Fasi di studio:

- raccolta dati bibliografici, geologici e geognostici;
- rilevamento diretto delle caratteristiche dei terreni e dell'intorno della zona di interesse;
- elaborazione dati e stesura relazione finale

Lo studio è stato condotto in osservanza delle norme vigenti, in particolare delle NTC illustrate nel DM 14 gennaio 2008.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Geologia: I'area ricade in una zona costituita in superficie da sedimenti in prevalenza fini (limi prevalenti ed argille) (Fig. 3).
Si tratta di depositi appartenenti al cosiddetto Subsintema di Ravenna, individuato nella cartografia del Servizio Tecnico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna dalla sigla AES8. Nella piana alluvionale è costituito da ghiaie, sabbie, limi ed argille variamente intercalate.
Il limite superiore è dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 a 1,5 metri, contengono frequenti reperti archeologici di Età del Bronzo, del Ferro e Romana. Il limite inferiore è erosivo sui depositi marini ed alluvionali sottostanti. Spessore massimo in pianura di circa 25 metri.
Età: Pleistocene Superiore – Olocene (14Ka – attuale: datazione 14c)

La porzione settentrionale dell'area è occupata in superficie da sedimenti riconducibili alla più recente Unità di Modena (AES8a). Nella piana alluvionale è costituita da ghiaie, sabbie, limi ed argille variamente intercalate.
Il limite superiore è dato da suoli calcarei di colore bruno olivastro e bruno grigiastro privo di reperti archeologici di epoca romana o più antichi, non rimaneggiati. Lo spessore massimo in pianura è di circa 7 metri, nel sottosuolo circa 10 metri.
Età: post romana (IV-VI sec d.C. – attuale: datazione archeologica)

Fig. 3: cartografia geologica estratta dal sito web del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna

Morfologia e morfodinamica
L'area si presenta sostanzialmente pianeggiante e priva di tracce di elementi morfologici sepolti: lo sviluppo urbanistico degli ultimi decenni ha completamente cancellato eventuali tracce di forme morfologiche di una certa valenza; l'unico elemento del paesaggio che caratterizza l'area è la presenza del corso del Rio Centonara che segna il confine orientale del lotto. Il corso d'acqua scorre incassato rispetto al piano di campagna circostante, con scarpate ripide.
La Figura 1.3.1 (ricostruzione paleogeografica e delle tessiture prevalente per il Comune di Ozzano dell'Emilia), inserita nell'elaborato OZ.B.1.5.REL (Relazione geologica – Microzonazione sismica) facente parte del PSC in forma associata dei comuni costituenti l'Associazione Valle dell'Idice, elaborato che pur focalizzando l'interesse sulle principali tipologie dei sedimenti che contraddistinguono i depositi più superficiali presenti nel territorio comunale di Ozzano dell'Emilia

fornisce informazioni di carattere morfologico, mostra come l'area in esame sia inserita all'interno dell'ampia fascia di interconoide compresa tra la conoide del Torrente Idice verso Ovest e quella del Torrente Quaderna verso est: il colmamento di questa fascia sarebbe riconducibile secondo gli autori all'azione deposizionale degli apparati distributori minori. Dal punto di vista strettamente litologico, l'area viene considerata facente parte della fascia caratterizzata in superficie da sedimenti fini e granulari lenticolari che si estendono fino alla profondità di almeno 6 metri dal p.c.

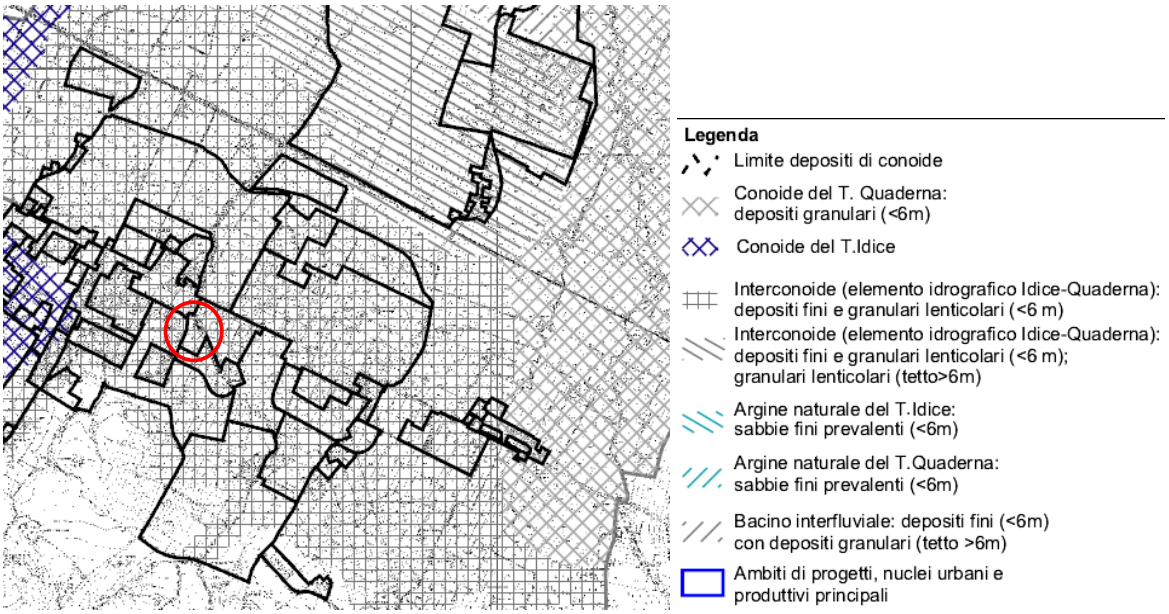


Fig. 4: interpretazione paleogeografica del territorio comunale di Ozzano dell'Emilia (dalla Fig. 1.3.1 inserita nell'elaborato OZ.B.1.5.REL del PSC comunale)

Idrogeologia generale

Dal punto di vista idrogeologico, facendo riferimento agli elaborati inseriti negli strumenti urbanistici attualmente vigenti nel territorio comunale (in particolare quelli redatti per il PSC), la fascia di territorio posizionata a sud della linea ferroviaria risente in maniera sensibile del campo di sollevamento HERA di Mirandola, la cui attività è in grado di innescare forti anomalie delle geometrie del tetto piezometrico.

La figura sottostante, tratta dalla Relazione (elaborato B.REL) del Quadro Conoscitivo Sistema Ambientale e Naturale inserito nel Piano Strutturale Comunale in forma associata del Comune di Ozzano dell'Emilia, evidenzia quanto sopra riportato: i dati relativi alle letture piezometriche eseguite nel 1996 all'interno dei pozzi inseriti nella rete di controllo regionale nella Provincia di Bologna (dati ex IDROSER, ora ARPA) mostrano come nel territorio compreso tra S. Lazzaro di Savena e Ozzano dell'Emilia sia presente un evidente cono depressivo del livello della falda sfruttata ad uso potabile che si presenta a quote fino a 15 metri slm (corrispondenti a circa 50 m dal p.c.). Facendo riferimento all'area in esame, il livello dinamico della falda più superficiale si attesta tra 25 e 30 metri slm (corrispondenti a circa 35-40 m dal p.c.). Nella stessa relazione è possibile leggere che fino almeno al 2000 non si segnalano sostanziali variazioni nei livelli dinamici.
Il documento contiene informazioni relative al livello freatico: questo, ove esistente, viene segnalato a profondità comprese tra 70 cm ed oltre 4,0 m dal p.c.

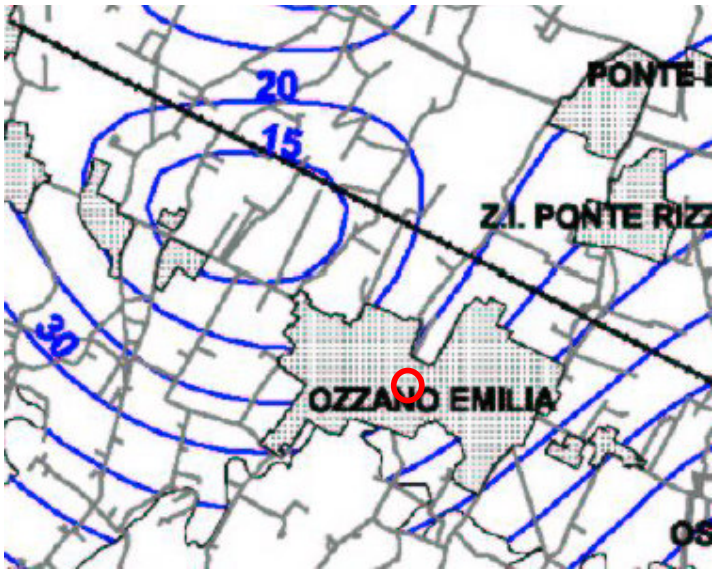


Fig. 5: carta delle isopieze del livello dinamico della falda più superficiale (valori in m slm) del territorio comunale di Ozzano dell'Emilia (dalla Fig. 1.2.1 inserita nell'elaborato B.REL del PSC comunale)

Per cercare di verificare la reale situazione all'interno dell'area in studio, così come richiesto dalle prescrizioni contenute nella Relazione Geologica e Sismica facente parte del POC del Comune di Ozzano, in occasione dell'apposita campagna geognostica realizzata per la redazione della presente relazione, sono stati inseriti piezometri di tipo NORTON all'interno dei fori risultanti dall'esecuzione delle penetrometrie dinamiche e statica.
Le letture effettuate di recente hanno permesso di evidenziare la presenza di un livello di falda alla profondità di circa 5 metri dal p.c. (corrispondente a circa 5,5 metri dal livello del piano stradale). Questo dato potrebbe essere messo in relazione con la presenza a poca distanza dai punti di misura del corso del Rio Centonara, come verrà precisato meglio in seguito.

DESCRIZIONE DELLE INDAGINI E LORO METODOLOGIA

In questa fase preliminare di indagini, che dovrà essere necessario implementare nelle successive fasi di progettazione degli interventi edificatori previsti nel PUA, così come previsto dalle prescrizioni contenute nella Relazione Geologica e Sismica redatta per la Variante 2011 del POC del Comune di Ozzano dell'Emilia, per valutare il comportamento geotecnico dei terreni costituenti il primo sottosuolo dell'area in studio, è stata eseguita un'apposita indagine geognostica consistente in due prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) ed in una prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test) con punta meccanica utilizzando un penetrometro statico da 20 tonnellate costruito dalla PAGANI (TG63). Le prove sono state distribuite in modo da coprire il più omogeneamente possibile l'intera estensione del lotto, allo scopo di ottenere informazioni sufficientemente dettagliate per poter ricostruire, anche se in maniera schematica, il modello geologico del primo sottosuolo e per valutare le caratteristiche geomeccaniche dei possibili terreni di fondazione.
La scelta di utilizzare la prova penetrometrica dinamica quale metodo di investigazione del sottosuolo è dipesa dalle indicazioni fornite sull'area nella succitata Relazione Geologica e Sismica allegata alla variante 2011 del POC comunale: in quel documento si legge infatti che, sulla base di alcune prove eseguite all'interno o limitrofe all'area in studio, a profondità variabili tra 4 e 5 metri dal p.c. si sarebbero incontrati sedimenti ghiaiosi impenetrabili con le penetrometrie statiche. In realtà nel corso delle prove seguite in situ ci si è resi conto che lo strato impenetrabile costituito da sedimenti grossolani non era presente e quindi è stato possibile, anche se solo in un punto, procedere all'esecuzione di una penetrometria statica che ha raggiunto la profondità di oltre 15 metri.
L'analisi dei risultati delle prove penetrometriche è stata eseguita impiegando le metodologie contenute nella bibliografia specifica allegata alla presente relazione e ha permesso di ricostruire il comportamento dei terreni rispetto all'eventualità dell'insorgenza di un fenomeno sismico.

Le prove DPSH sono state spinte alla profondità di circa 12 metri dal p.c., mentre la CPT ha raggiunto i 15,6 metri di profondità dal p.c.

Per l'ubicazione delle prove geognostiche si vedano la planimetria di Fig.5 e le foto che seguono.

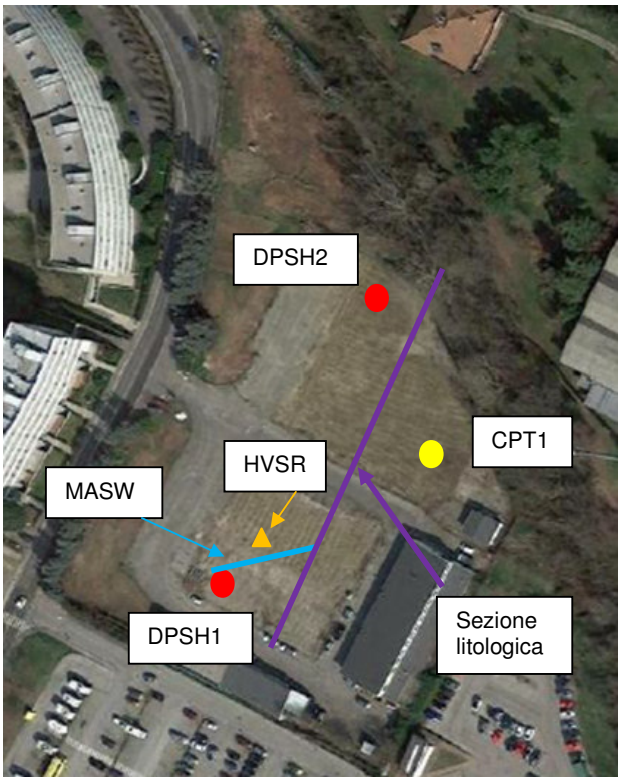


Fig. 5: ubicazione delle prove penetrometriche dinamiche DPSH e della prova penetrometrica statica CPT, della linea MASW, della prova HVSR e traccia della sezione di correlazione litologica delle indagini geognostiche.

CPT1

DPSH1

DPSH2

METODOLOGIE DI PROVA
Prova CPT
La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante (v = 2 cm / sec 0,5 cm / sec).
La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.
Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.
La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale : punta / manicotto tipo **"Begemann"**.
Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente :

- diametro Punta Conica meccanica ∅ = 35,7 mm
- area di punta Ap = 10 cm^2
- angolo di apertura del cono α = 60 °
- superficie laterale del manicotto Am = 150 cm^2

Sulla batteria di aste esterne è installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

Prove DPSH: prova penetrometrica dinamica super pesante
La prova DPSH rappresenta la più antica delle indagini geotecniche in situ: da diversi anni il suo utilizzo si è molto ridotto a seguito dell'introduzione di prove più affidabili [penetrometrie statiche CPT senza e con piezocono (CPTU)] relativamente all'interpretazione stratigrafica dei valori ottenuti ed alla caratterizzazione geotecnica dei terreni.
Attualmente le DPSH vengono utilizzate in cantieri dove non è possibile accedere con la strumentazione più recente o dove si pensa che i terreni più consistenti e quindi non facilmente indagabili con le CPT si trovino a profondità inferiori a 4-5 metri dal p.c.
La prova si basa sull'infissione di una punta conica metallica mediante battitura di un maglio che cade da un'altezza stabilita: il valore che viene registrato è il numero di colpi necessari per l'infissione di 20 cm.

ANALISI DEI RISULTATI

RISULTATI DELL'INDAGINE GEOGNOSTICA

Per la ricostruzione della successione stratigrafica è stata utilizzata la sola penetrometria statica, che dal confronto dei valori di resistenza alla punta e resistenza laterale permette di ottenere affidabili interpretazioni litologiche degli strati attraversati. La colonna litologica che sintetizza

l'esito della prova penetrometrica eseguita è riportata nella seguente tabella, ove sono distinti i principali intervalli ricostruiti sulla base del diagramma di Schmertmann (1978) per le CPT (Figura 6).
Per quanto riguarda l'interpretazione dei dati derivanti dalle penetrometrie dinamiche, vengono di seguito distinti gli intervalli caratterizzati da differenti valori del numero dei colpi, intervalli che saranno utilizzati per l'interpretazione geotecnica.

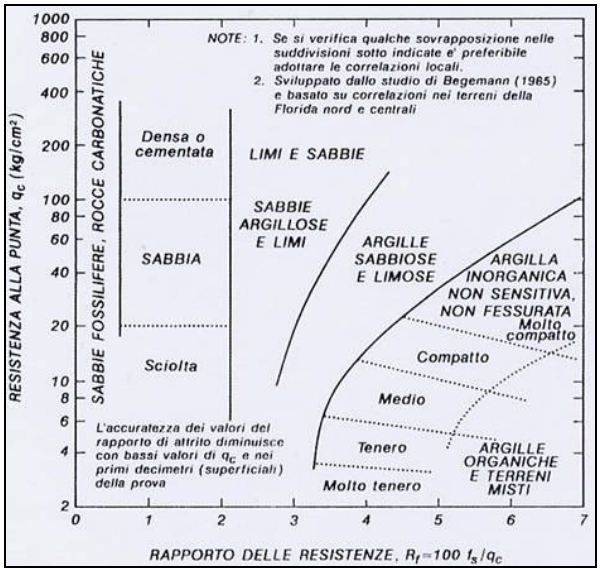


Fig. 6: Diagramma di Schmertmann (1978)

PROVA ...CPT1

Prof. Strato (m)	Descrizione Litologica	Comp. Geotecnico
1.80	Riporto*	
3.00	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
4.20	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
5.80	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
6.60	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
7.80	Argille limoso sabbiose	Coesivo - incoerente
8.40	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
10.00	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
11.80	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
12.80	Argille limoso sabbiose	Coesivo - incoerente
14.00	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
15.00	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
15.60	Limi sabbiosi - sabbie argillose	Coesivo - incoerente

PROVA ...DPSH1

Prof. Strato (m)	Descrizione Litologica/ media N° colpi
1.20	Riporto*
7.20	4.43
8.40	6.50
9.20	4.50
10.40	7.00
12.40	19.10

PROVA ...DPSH2

Prof. Strato (m)	Descrizione Litologica/ media N° colpi
1.40	Riporto*
6.80	3.19
8.80	4.70
10.80	9.80
12.00	22.67

*= l'effettivo spessore dello strato di riporto dovrà essere valutato mediante indagini che permettano la diretta analisi dei terreni

MODELLO GEOTECNICO
INTERPRETAZIONE E PRESENTAZIONE DEI DATI

Metodologia di Elaborazione.

Per quanto riguarda la penetrometria statica, le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Static Probing della *GeoStru Software.*

I dati rilevati dalla prova sono costituiti da una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta).

La resistenze specifiche **Qc** (Resistenza alla punta **RP**) e **Ql** (Resistenza Laterale **RL** o **fs** attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione laterale tenendo in debito conto che:

Ap = l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann") = 10 cm^2

Am = area del manicotto di frizione = 150 cm^2

Ct = costante di trasformazione =10

I valori sono calcolati con le seguenti formule:

Qc (RP) = (LP x Ct) / 10 cm^2. **Resistenza alla punta**

Ql (RL) (fs) = [(LT – LP) x Ct] / 150 cm^2. **Resistenza laterale**

Qc (RP) = Lettura alla punta LP x Costante di Trasformazione Ct / Superficie Punta Ap

Ql (RL) (fs) = Lettura laterale LT- Lettura alla punta LP x Costante di Trasformazione Ct / Am area del manicotto di frizione

N.B. - Ap = 10 cm^2 e Am = 150 cm^2

- la resistenza laterale viene conteggiata **20 cm sotto** (alla quota della prima lettura della punta)

Per quanto riguarda le penetrometrie dinamiche, le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software.*

I dati rilevati dalle prove sono trattati in modo da essere trasformati nel parametro NSPT (Standard Penetration Test) che rappresenta uno dei test più diffusi per ricavare informazioni sul comportamento geomeccanico dei terreni e per il quale sono note diverse correlazioni che permettono di ricavare i principali parametri.

CORRELAZIONI GEOTECNICHE

TERRENI INCOERENTI

Angolo di Attrito: metodo di Durgunouglu-Mitchell 1973

Densità relativa (%): Metodo di Lancellotta 1983

Modulo Edometrico: Metodo di Robertson & Campanella da Schmertmann

Modulo di Young: Metodo di Schmertmann

Peso di Volume Gamma e Gamma sat: Metodo di Meyerhof -

Modulo di deformazione di taglio : metodo di Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

OCR - Grado di Sovraconsolidazione Metodo di Larsson 1991 S.G.I.

TERRENI COESIVI

Coesione Non Drenata:Metodo Rolf Larsson SGI 1995
Modulo Edometrico-Confinato: Metodo Mitchell & Gardner (1975
Peso di Volume Gamma e Gamma sat: Metodo di Meyerhof
Modulo di deformazione di taglio): Metodo di Imai & Tonouchi (1982)
OCR: Metodo Larsson 1991 S.G.I.

Caratterizzazione geomeccanica

Si riassumono, di seguito, i parametri del terreno ricavati dall'interpretazione dei dati numerici delle prove CPTU mediante espressioni bibliografiche. Gli intervalli di seguito riportati, suddivisi secondo le caratteristiche geomeccaniche, coincidono con quelli descritti nella ricostruzione litologica della sequenza, rappresentandone un semplificazione/approfondimento geomeccanico, basato sia sul tipo di comportamento atteso (coesivo, incoerente o coesivo-incoerente), sia sui parametri di resistenza alla penetrazione misurati durante le prove. Nelle seguenti tabelle riassuntive vengono riportati quelli interessati dai potenziali processi di rottura e da quelli di consolidamento legati all'applicazione del carico e perciò l'intervallo superficiale (0-1 metri circa) non è stato considerato per le verifiche geotecniche. I dati sono stati ricavati da software e l'utilizzo va ponderato attentamente da parte di progettista abilitato.

Schematizzazione litologica e tabella riassuntiva dati geomeccanici prova CPT 1

	Litologia	Prof. Base Strato (m)	Qc (MPa)	Fs (MPa)	γ (KN/m³)	γsat (KN/m³)	Go (MPa)	Eed (MPa)	DR (%)	Φ' (°)	Cu (KN/m²)
Strato 1	Riporto	1.80									
Strato 2	Argilla molto compatta	3.00	2,3	0,2	19,6	20.4	19.1	4,7		27.6	116.7
Strato 3	Argilla molto compatta	4.20	2,0	0,1	19.3	20.1	17.1	4,1		25.2	98.1
Strato 4	Argilla molto compatta	5.80	2.9	0,2	19,9	20,7	21.7	5,8		26.8	145.1
Strato 5	Argilla molto compatta	6.60	3.2	0,2	20,1	20,9	23.0	6.4		26.4	158.9
Strato 6	Argille sabbioso limose	7.80	3.1	0.2	20.0	20.8	22.6	6.2	23.7	30.6	154.9
Strato 7	Argilla molto compatta	8.40	4.0	0.2	20.5	21.3	26.6	8.1		26.5	202.0
Strato 8	Argilla molto compatta	10.00	3.2	0.2	20.1	20.9	23.3	6.5		24.7	161.8
Strato 9	Argilla molto compatta	11.80	3.3	0.2	20.1	20.9	23.7	6.7		24.5	166.7
Strato 10	Argille sabbioso limose	12.80	4.7	0.2	20.7	21.5	29.4	9.5	25.3	30.8	237.3
Strato 11	Argilla molto compatta	14.00	3.4	0.2	20.1	20.9	23.8	6.7		23.9	167.7
Strato 12	Argilla molto compatta	15.00	3.2	0.2	20.0	20.8	23.0	6.3		24.1	157.9
Strato 13	Limi sabbiosi - sabbie argillose	15.60	11.4	0.3	22.2	23.0	50.1	22.7	50.0	34.4	568.8

Schematizzazione litologica e tabella riassuntiva dati geomeccanici prova DPSH 1

	N° colpi	Prof. Base Strato (m)	NSPT	γ (KN/m³)	γsat (KN/m³)	Eed (MPa)	DR (%)	Φ' (°)	Cu (KN/m²)
Strato 1		1.20							
Strato 2	4.43	7.20	13.32	20.0	20.8	6.0		24.1	88.2
Strato 3	6.5	8.40	19.55	20.6	21.4	8.8	32.2	33.5	129.5
Strato 4	4.5	9.20	13.53	20.1	20.9	6.1		24.7	89.5
Strato 5	7.0	10.40	21.05	20.6	21.4	9.5	30.2	33.9	139.4
Strato 6	19.1	12.40	57.43	22.5	23.2	25.8	49.4	35.1	380.2

Schematizzazione litologica e tabella riassuntiva dati geomeccanici prova DPSH 2

	N° colpi	Prof. Base Strato (m)	NSPT	γ (KN/m³)	γsat (KN/m³)	Eed (MPa)	DR (%)	Φ' (°)	Cu (KN/m²)
Strato 1		1.40							
Strato 2	3.19	6.80	9.59	19.2	20.0	4.3		23.5	63.5
Strato 3	4.7	8.80	14.13	20.1	20.9	6.4	26.1	25.5	93.6
Strato 4	9.8	10.80	29.47	21.2	22.0	13.3	37.5	34.2	195.1
Strato 5	22.7	12.00	68.17	22.3	23.0	30.7	53.9	35.7	451.2

Qc = resistenza alla punta, Cu = coesione non drenata, Φ' *= angolo di attrito interno efficace, E_{ed} = modulo edometrico, Dr *= densità relativa, G = Modulo di taglio dinamico, γ = peso di volume non saturo e saturo (sat).

RILIEVO DELLA FALDA

In corrispondenza delle prove penetrometriche CPT e DPSH è stato installato un tubo piezometrico per poter verificare nel tempo la presenza di un eventuale livello di falda nel primo sottosuolo.
La tabella seguente mostra i risultati di queste misure

	Profondità piezometro (m dal p.c.)	**Soggiacenza falda il 31 gennaio 2017 (m da p.c.)**	**Soggiacenza falda il 21 febbraio 2017 (m da p.c.)**
PZ1	5.8	Secco	4.75
PZ2	11.2	5.5	5.02
PZ3	10.3	4.95	4.69

L'analisi della tabella evidenzia la presenza di acqua nel primo sottosuolo a profondità abbastanza omogenee in tutta l'area indagata. L'innalzamento registrato nella misura del 21 febbraio può essere giustificato dal fatto che nelle settimane intercorse tra le due letture vi sono state intense e prolungate piogge; la veloce ricarica della falda potrebbe ricondursi all'innalzamento del livello del Rio Centonara che scorre lungo il confine orientale del comparto. Il corso d'acqua nel tratto considerato ha l'alveo a profondità di circa 4-5 metri più basso rispetto al p.c. del comparto, dato compatibile con l'ipotesi di un rapporto diretto tra le variazioni del livello del corso d'acqua e quelle registrate all'interno dei piezometri.
Non avendo a disposizione un rilievo preciso della quota topografica dei singoli punti di misura, non è stato possibile ricostruire l'andamento delle isopiezometriche e ricavare di conseguenza la direzione di deflusso delle acque sotterranee. Pertanto, si assumerà come genericamente valida quella che viene indicata nella relazione geologica allegata al PSC del Comune, che indica un deflusso da ESE verso WNW.

MODELLO GEOLITOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

Dall'interpretazione e dalla comparazione dei dati ricavati dall'indagine geognostica è stato possibile ricostruire il modello litostratigrafico del primo sottosuolo nell'area oggetto di studio.

Lo schema allegato, di cui va evidenziata la bassa attendibilità legata all'interpretazione litologica propria delle DPSH, mostra come lungo la direzione S-N la successione stratigrafica appare essere piuttosto uniforme all'interno dell'area indagata: i sedimenti sono per lo più a tessitura fine (prevalenti argille con ridotti spessori di argille limose) e solo a profondità superiori a 12-15 metri dal p.c. sembrano comparire terreni con una certa frazione sabbiosa.

La conferma di questa interpretazione la si potrà ottenere nella fase di progettazione preliminare – definitiva dei fabbricati previsti all'interno del comparto: in quell'occasione si renderà necessario procedere all'esecuzione di ulteriori indagini geognostiche che forniranno informazioni indirette (CPT e CPTU) o dirette (sondaggi a carotaggio continuo) sulla reale natura dei sedimenti presenti nel primo sottosuolo, oltre ad una loro migliore caratterizzazione geomeccanica.

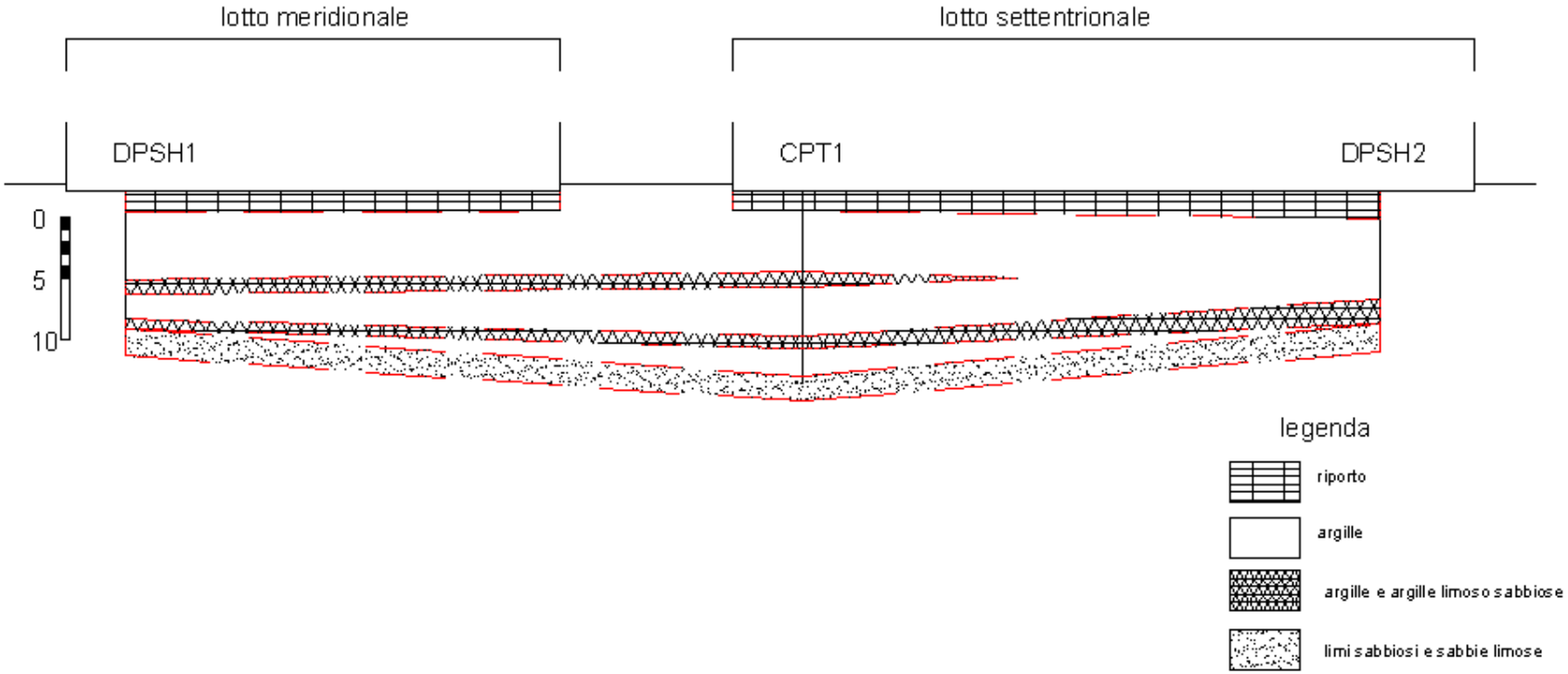


Fig. 7 – schematico modello geolitologico del primo sottosuolo

DETERMINAZIONE DEI VALORI GEOMECCANICI CARATTERISTICI PER IL PROGETTO PRELIMINARE

Secondo quanto indicato del decreto del 14/1/2008, per la definizione delle caratteristiche geomeccaniche di riferimento dei vari intervalli riconosciuti nella sequenza, in fase preliminare, si è proceduto alla individuazione dei valori di angolo di attrito interno, coesione, coesione efficace e peso di volume per ognuno di tali intervalli.
Si fa presente che in virtù delle caratteristiche litologiche, degli spessori e dei parametri di resistenza rilevati nelle varie prove, la sequenza è stata scomposta in un numero di intervalli ritenuti significativi per la definizione del modello, a parziale semplificazione della colonna litologica e geotecnica riferibile alla singola prova.
Le procedure di stima dei parametri di progetto, utilizzate per la definizione del modello geotecnico concettuale preliminare, sono descritte come segue.

Procedura per ricavare i valori caratteristici mediante l'analisi statistica per parametri che seguono distribuzione log-normale (Cu, c', E, altri)
Si è applicato il metodo di Cox (da Zhou & Gao, 1997):

$$L_{1-\alpha}\left(\overline{Y},S^2\right)=\overline{Y}+\frac{S^2}{2}\pm z_{1-\frac{\alpha}{2}}*\sqrt{\frac{S^2}{n}+\frac{S^4}{2(n-1)}}$$

dove:
⌈ valore medio del dataset con distribuzione lognormale
z distribuzione normale standardizzata
t valore della distribuzione di Student ad n-1 gradi di libertà
S deviazione standard del campione
n numero di dati

Si evidenzia che i valori caratteristici non sono stati divisi per il relativo coefficiente previsto dal decreto per determinarne il valore in caso di analisi simica.

Le sottostanti tabelle individuano le caratteristiche del terreno che interagirà con le opere di fondazione da progettarsi; gli scriventi ritengono che lo strato di riporto presente in superficie ed esteso sull'intera area indagata (ad eccezione delle zone asfaltate per le quali non sono state reperite informazioni specifiche) non sia adatto, a causa delle sue caratteristiche intrinseche di assenza di omogeneità e con un assestamento incompiuto a causa del poco tempo trascorso dalla sua messa in posto (sicuramente non superiore a 10 anni), per contenere al suo interno il piano di posa delle fondazioni dei futuri fabbricati. Di conseguenza nella tabella seguente **non** vengono indicati i parametri geomeccanici relativi a questo strato superficiale.
Si fa presente che lo spessore di questo livello non è stato valutato con la necessaria precisione a seguito dell'indagine geognostica appositamente eseguita per questa fase di progettazione: prima di procedere con la scelta definitiva della tipologia degli edifici (in particolare sulla possibilità o meno di realizzare un piano interrato) e di conseguenza sulla tipologia delle fondazioni (dirette o indirette), sarà necessario procedere ad indagini geognostiche più puntuali rispetto all'ubicazione dei futuri fabbricati, indagini che siano in grado di stabilire con certezza lo spessore dello strato di riporto.
Le due tabelle contengono rispettivamente la schematizzazione degli intervalli litologici suddivisi per comportamento geomeccanico omogeneo e l'elaborazione dei dati relativi a tali intervalli riferiti ai primi 15 metri della successione stratigrafica, quelli indagati dalle prove penetrometriche.
Si ritiene importante far rilevare che i valori dell'angolo di attrito interno efficace e della coesione efficace vanno riferiti generalmente ai livelli più granulari a comportamento incoerente compresi nell'intervallo considerato.

Intervallo	Litologia
1	Riporto
2	Argille compatte
3	Argille e argille limoso sabbiose
4	Argille compatte
5	Argille e argille limoso sabbiose
6	Argille compatte
7	Limi sabbiosi e sabbie limose

Valori di riferimento per il progetto

Intervallo	Profondità	Comportamento geotecnico prevalente	φ'_k	c'_k	Cu_k	γ_k
1	0,00 ÷1.80**	Riporto				
2	1.80**÷6.60	Coesivo	21	10	70	18
3	6.60÷7.80	Coesivo - Incoerente	23	12	80	17
4	7.80÷11,80	Coesivo	20	14	100	18
5	11.80÷12.80	Coesivo - Incoerente	20	15	120	17
6	12.80÷15.00	Coesivo	21	12	90	18
7	>15.00	Incoerente - Coesivo	22	14	100	17

N.B. Cu = coesione non drenata (KN/mq), Φ' = angolo di attrito interno efficace (°), C' = coesione efficace (KN/mq), γ = peso di volume non saturo o saturo (KN/mc). I valori con asterisco si riferiscono a indicazioni bibliografiche valide per terreni con caratteristiche litologiche simili. Analogamente il valore della coesione efficace deriva da una stima bibliografica e andrà confrontata con i valori eventualmente derivati da prove di laboratorio effettuate su campioni prelevati in sito nelle fasi più avanzate della progettazione

**= valore indicativo che deve essere verificato puntualmente nelle successive fasi progettuali

CARATTERISTICHE SISMICHE: MODELLO CONCETTUALE

Analisi a scala di area vasta

L'analisi che segue è stata condotta secondo le indicazioni contenute nel DM 14/1/2008 con i relativi allegati e circolari applicative.
In via preliminare si è ritenuto importante evidenziare che il territorio comunale di Ozzano dell'Emilia si colloca nella Zona Sismogenetica 912 (Dorsale Ferrarese).

Zona Sismogenetica 912: rappresenta la porzione più esterna della fascia in compressione dell'Appennino Settentrionale caratterizzata dallo sprofondamento passivo della litosfera adriatica (placca tettonica "Adria") sotto il sistema di catena nell'Arco Appenninico Settentrionale (placca tettonica "Northern Apenninic Arc") con cinematismi attesi di sovrascorrimenti e faglie trascorrenti aventi assi SW-NE; i terremoti storici hanno raggiunto valori pari a M = 5,9; le zone ipocentrali si verificano generalmente a profondità comprese tra 6 e 8 Km con profondità efficace di 7 km; nella Zona Sismogenetica 912 è previsto, sulla base dei meccanismi focali, valori di massima magnitudo pari a Mmax = 6,14.

Pericolosità sismica

La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale (SSN), utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, risalente alla fine degli anni '60, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti il moto del terremoto.

Il Servizio Sismico Nazionale, per tutto il territorio nazionale, ha elaborato la pericolosità sismica di base di cui al DM 14.1.2008 che rappresenta l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.
La pericolosità sismica di base è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se (T) , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR.
Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di

riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:
- ag accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le stazioni di riferimento che quantificano la pericolosità sismica di base per il territorio comunale di Ozzano dell'Emilia consentono di verificare che il territorio comunale presenta i seguenti dati di pericolosità (Figura 9)
- accelerazione di picco per suoli di tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni per un periodo di ritorno di 475 anni.: PGA = 0,150 - 0,175;

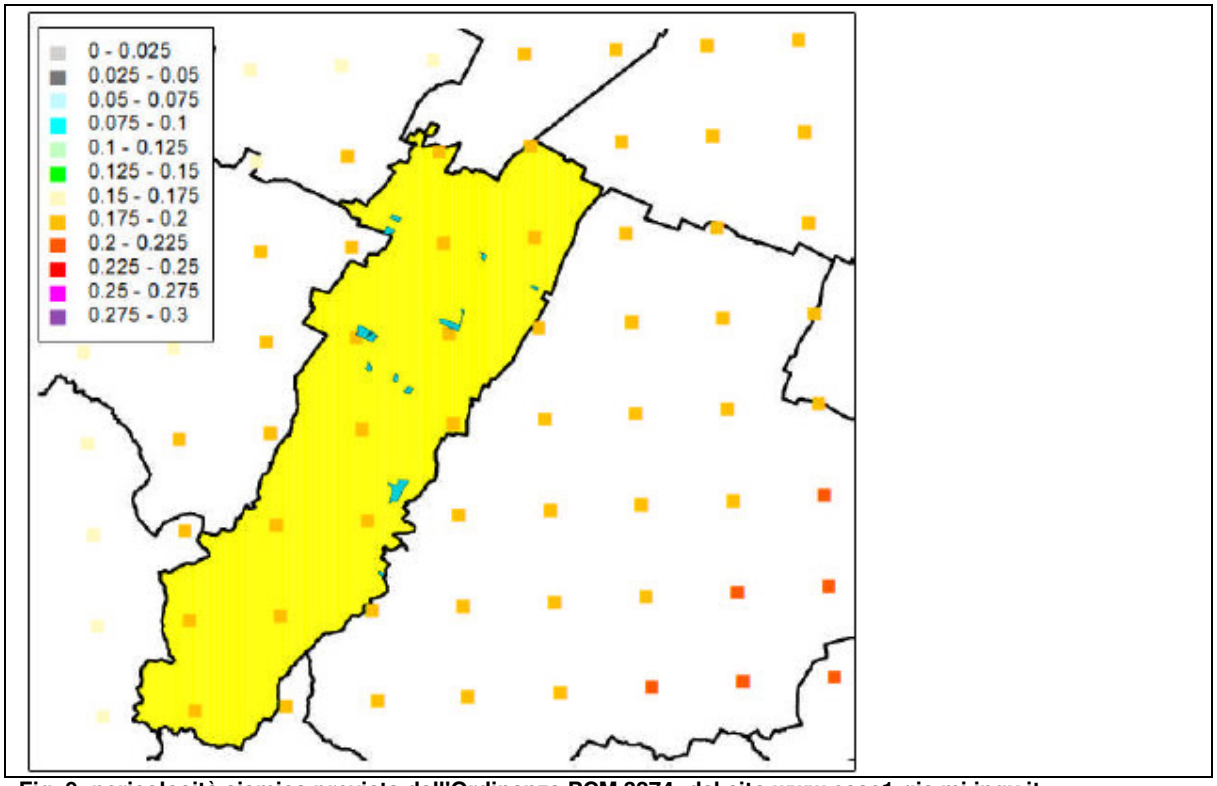


Fig. 9: pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274; dal sito www.esse1-gis.mi.ingv.it

Gli elementi di amplificazione sismica validi per il territorio comunale sono in seguito riassunti (Fig. 9):
- Sovrascorrimenti sepolti. Sono stati rappresentati i principali limiti tettonici in quanto è possibile che questi mettano a contatto litologie con caratteristiche meccaniche molto diverse e che, all'intorno di questi contatti, si possano verificare, oltre all'amplificazione, anche cedimenti differenziali. Nelle aree poste in corrispondenza di questi contatti devono essere verificate le caratteristiche meccaniche dei terreni ed eventualmente valutati il coefficiente di amplificazione litologico e i cedimenti.
- Depositi prevalentemente argillosi e limosi. Le aree ricadenti in questa classe sono potenzialmente soggette ad amplificazione caratteristiche stratigrafiche e quindi dovrà essere valutato il coefficiente di amplificazione litologico. Talora, i terreni prevalentemente argillosi possono presentare caratteristiche meccaniche scadenti ed essere soggetti a cedimenti in caso di forti scosse. In caso di caratteristiche meccaniche scadenti dovranno essere stimati anche i potenziali cedimenti.
- Depositi prevalentemente sabbiosi. La presenza di sabbie, soprattutto se incoerenti e ben classate, nei primi 20 m dal p.c., con falda acquifera a profondità minore di 15 m dal p.c., favorisce il verificarsi del fenomeno della liquefazione in caso di forti scosse sismiche (magnitudo > 5). In queste zone, pertanto, devono essere valutati, oltre a coefficiente di amplificazione litologico, anche il potenziale di liquefazione e gli eventuali cedimenti.

La Figura 10 mette in evidenza che la profondità del substrato sepolto nell'area di studio è inferiore a 2000 metri.

Principali strutture sismiche attive

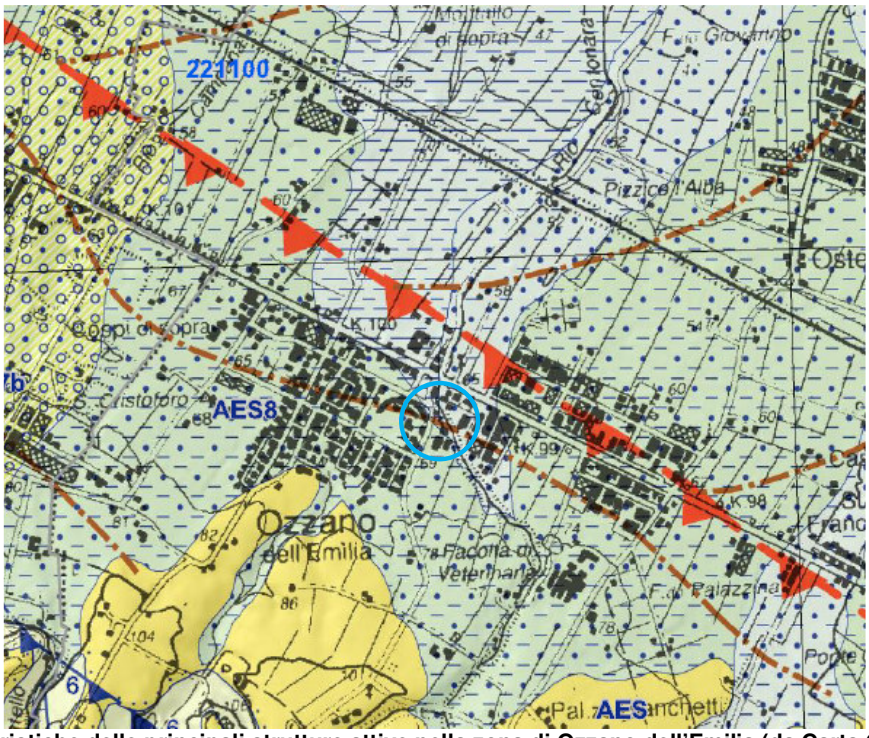


Fig. 10: caratteristiche delle principali strutture attive nella zona di Ozzano dell'Emilia (da Carta Geologia della Regione Emilia Romagna, on line)

Le sottostanti Figure 11 e 12 inquadrano la zona di studio all'interno della zonazione sismogenetica ZS9 e sono tratte dall'Appendice 2 al Rapporto conclusivo a Cura di C. Meletti e G. Valensise (Marzo 2004).

Zona	Numero di eventi Md>2.0	Numero di eventi Md>2.5	Numero di eventi Md>3.0	Magnitudo massima (Md)	Classe di profondità (km)	Profondità efficace (km)
912	180	141	54	4.6	**5-8**	**7**

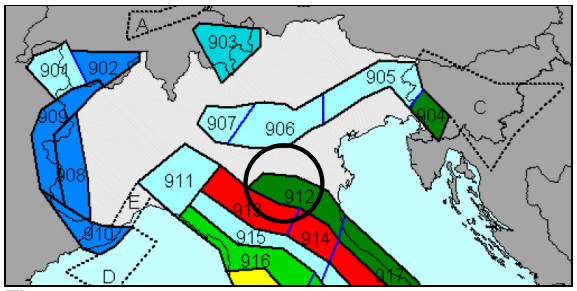


Fig. 11
Profondità dei principali terremoti
(moda = 7 km)

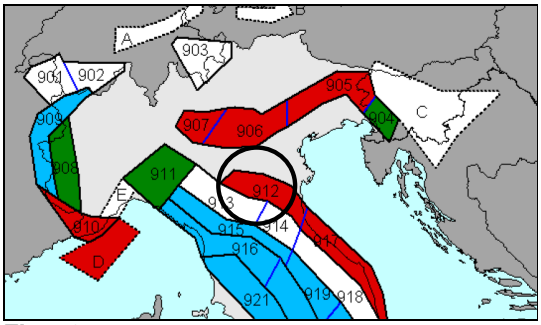


Fig. 12
Meccanismo di fagliazione prevalente
(rosso = inversa)

Le figure mettono in luce come nella zona di studio sia caratterizzata da eventi aventi le caratteristiche indicate nello specchietto, tratti dall'atlante della sismicità strumentale (1983 – 2002) dell'INGV e rielaborati statisticamente per la definizione delle caratteristiche sismogenetiche.

I dati caratteristici della sismicità hanno consentito di classificare secondo i criteri della vecchia

normativa l'intero territorio nazionale: il comune di Bologna e dunque la zona in studio ricadono in zona sismica 3, caratterizzata da un rapporto A/g = 0,15 (sismicità bassa).

ANALISI SISMICA STORICA

La seguente figura 13 con la relativa tabella mostrano i principali terremoti registrati a Ozzano dell'Emilia con Is superiore a 5.

I dati sono desunti dalla seguente pubblicazione:

Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15

Ozzano dell'Emilia

PlaceID	IT_40060
Coordinate (lat, lon)	44.444, 11.474
Comune (ISTAT 2015)	Ozzano dell'Emilia
Provincia	Bologna
Regione	Emilia-Romagna
Numero di eventi riportati	9

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	**Anno**	**Me**	**Gi**	**Ho**	**Mi**	**Se**	**Area epicentrale**	**NMDP**	**Io**	**Mw**
7	1929	04	10	05	44		Bolognese	87	6	5.05
NF	1983	11	09	16	29	5	Parmense	850	6-7	5.04
NF	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese	604	6	4.43
NF	1992	04	17	11	59	0	Appennino bolognese	56	4-5	4.11
2-3	2000	05	06	22	07	0	Faentino	85	5	4.08
NF	2000	05	08	12	29	5	Faentino	126	5	4.67
NF	2000	05	10	16	52	1	Faentino	151	5-6	4.82
NF	2002	06	18	22	23	3	Frignano	186	4	4.30
NF	2005	07	15	15	17	1	Forlivese	173	4-5	4.29

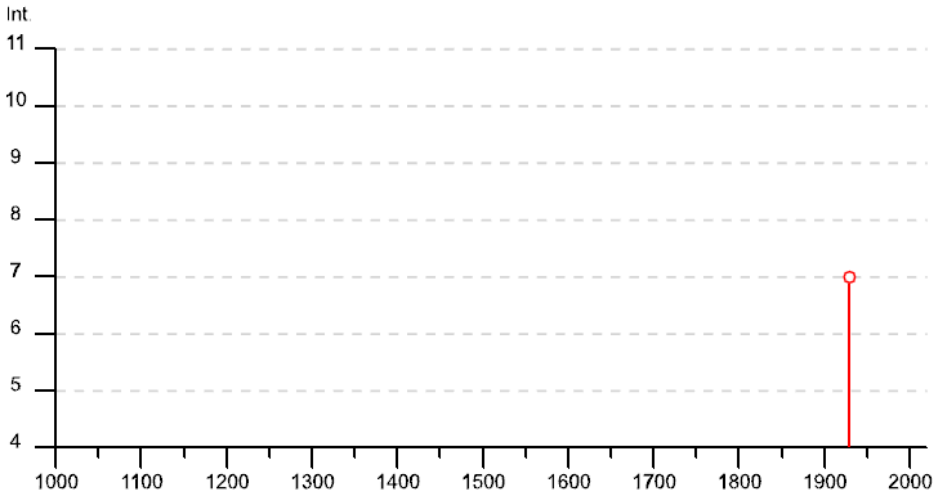
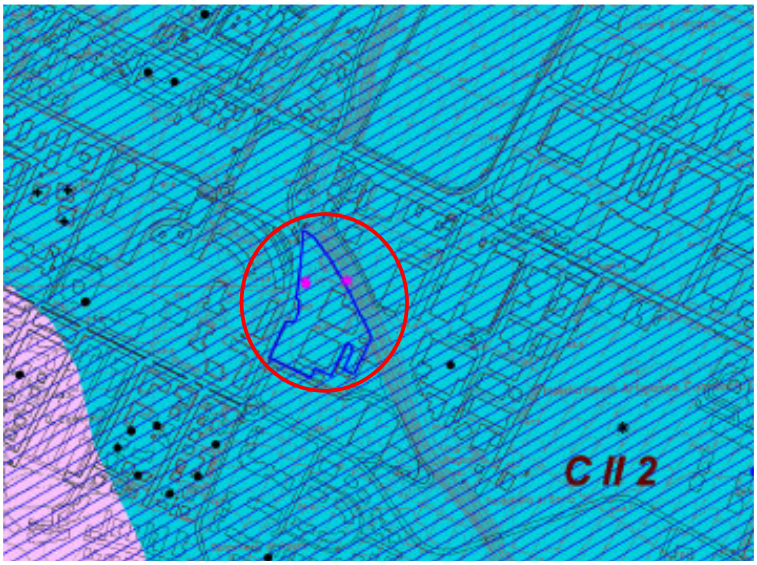


Fig.13 L'esame congiunto della tabella e della figura consente di apprezzare una serie di eventi in cui sono stati registrati superamenti della magnitudo 5 -

ANALISI A SCALA LOCALE

Una prima valutazione sulla potenzialità di liquefazione dei terreni del primo sottosuolo dell'area in esame è contenuta nella citata Relazione Geologica e Sismica redatta per la variante del 2011 del POC del Comune di Ozzano. La tavola 4° (Proposta di nuova Microzonazione Sismica) indica come l'area sia inserita all'interno della zona identificata come potenzialmente liquefacibile a causa della mancanza di dati specifici sulla tessitura e lo spessore degli strati presenti fino alla profondità di 15 metri dal p.c. oltre che di dati relativi ala presenza di un livello di falda al loro interno.



Legenda

Microzonizzazione

C Categoria di sottosuolo C: 180 < Vs30 < 360 m/s

Liquefacibilità sedimenti granulari

Sedimenti granulari attualmente insaturi

Possibilità di liquefazione (spessore e tessitura da controllare)

Fattori di amplificazione F.A. PIANURA 1

1 200 < Vs30 < 250 - F.A.(PGA) = 1.7
F.A. 0.1<To<0.5 s = 1.9
F.A. 0.5<To<1.0 s = 2.5

2 250 < Vs30 < 300 - F.A.(PGA) = 1.6
F.A. 0.1<To<0.5 s = 1.8
F.A. 0.5<To<1.0 s = 2.4

3 300 < Vs30 < 350 - F.A.(PGA) = 1.6
F.A. 0.1<To<0.5 s = 1.8
F.A. 0.5<To<1.0 s = 2.1

Fattori di amplificazione F.A. PIANURA 2

4 200 < Vs30 < 250 - F.A.(PGA) = 1.5
F.A. 0.1<To<0.5 s = 1.8
F.A. 0.5<To<1.0 s = 2.3

5 250 < Vs30 < 300 - F.A.(PGA) = 1.5
F.A. 0.1<To<0.5 s = 1.7
F.A. 0.5<To<1.0 s = 2.3

Fattori di amplificazione F.A. APPENNINO/MARGINE APPENNINICO-PADANO (Vs < 800 m/s)

6 200 < Vs H < 250 - F.A.(PGA) = 2.0
F.A. 0.1<To<0.5 s = 1.9
F.A. 0.5<To<1.0 s = 1.5

Confine comunale

Perimetro comparto POC

Prove geognostiche (POC 2010)

- CPT
- CPTE/CPTU
- HVSR
- MASW

Prove di repertorio (PSC 2008; B/D RER)

- CPT
- CPTE/CPTU
- DP
- TEREBRAZIONE
- HVSR
- MASW

Prove di repertorio integrative (B/D Studio Samuel Sangiorgi)

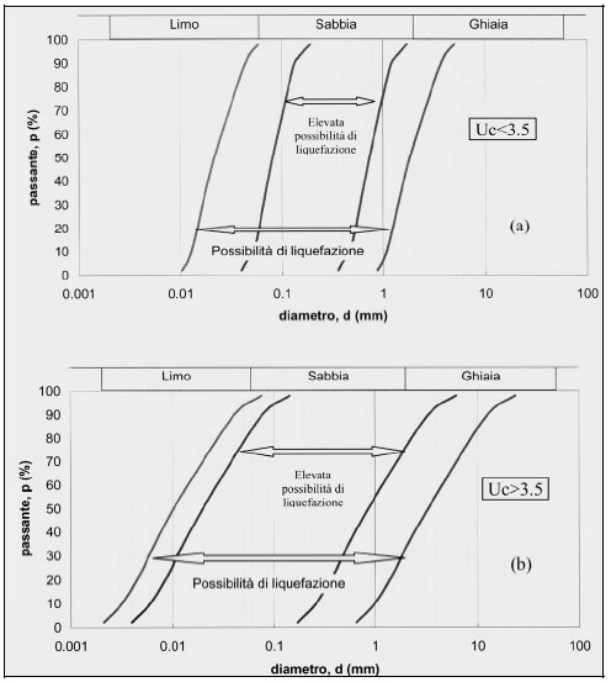
- CPT
- CPTE/CPTU
- DP
- TEREBRAZIONE
- HVSR
- MASW

Fig.14 Proposta di Microzonazione Sismica e valutazione del potenziale di liquefacibilità (dalla tavola 4° della Relazione Geologica e Sismica inserita nella variante del 2011 del POC del Comune di Ozzano

I dati presentati consentono di definire il modello sismico del suolo alla scala vasta. Il passo successivo consiste nel calare tali dati nella specifica area di progetto. Per questo motivo, occorre descrivere in chiave sismica le caratteristiche del sottosuolo che caratterizza l'area:
- si appoggia su una sequenza sostanzialmente coesiva , dotata di caratteristiche meccaniche da discrete a buone, sequenza della quale sarà analizzato il comportamento sismico.
- in funzione delle caratteristiche geomeccaniche della sequenza e della presenza di acqua fino alla profondità indagata è possibile definire anche la risposta sismica del terreno di fondazione, seguendo quelle che sono le indicazioni contenute nel D.M: 14/1/2008 (con i relativi allegati tecnici).

Liquefazione
Con tale termine s'intende la perdita totale di resistenza dei terreni saturi soggetti a sollecitazioni statiche o dinamiche, in conseguenza delle quali il terreno si comporta come una massa viscosa avendo raggiunto una condizione di fluidità. Questo comportamento è tipico delle sabbie fini sciolte quando, sotto l'azione dei carichi applicati o di forze idrodinamiche, la pressione dell'acqua dei pori aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento, stato nel quale gli sforzi efficaci si riducono a zero.
La liquefazione di un deposito può avvenire sia in condizioni statiche sia sotto sollecitazioni dinamiche cicliche. Vengono identificati in bibliografia tre principali meccanismi di liquefazione:
1. Liquefazione per filtrazione
2. Liquefazione per effetto di carichi monotonici crescenti
3. Liquefazione per effetto di carichi ciclici

Criteri di previsione e metodi per la valutazione del potenziale di liquefazione
Per la stima di dettaglio della probabilità di liquefazione in un deposito sabbioso in caso di sisma sarebbe necessaria la conoscenza approfondita di tutti i fattori che determinano almeno in linea potenziale, il fenomeno. Risulta chiaro che è praticamente impossibile inglobare in un unico modello matematico tutti i parametri rappresentativi della liquefazione e per questo si ricorre a delle semplificazioni basate su studi recenti:
1. Osservazione delle caratteristiche sismiche, geologiche e geotecniche dei siti colpiti da terremoti distruttivi
2. Analisi del comportamento dei terreni in prove cicliche di laboratorio in condizioni controllate.



Da tali studi derivano i primi criteri empirici di previsione, basati sulle caratteristiche granulometriche e sullo stato di addensamento, cui sono seguiti metodi via via più complessi, che tengono conto di un numero di parametri sempre più elevato. Tali metodi per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei depositi sono classificabili in:
1. **Criteri empirici**: i parametri sono desunti da prove di identificazione o da misure della densità relativa ovvero da prove penetrometriche standard
2. **Metodi semplificati**: derivano dal confronto fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto e richiedono la valutazione dei parametri sia relativi all'evento sismico sia alle caratteristiche del deposito
3. **Metodi di analisi dinamica semplificata**: necessitano della determinazione della storia delle sollecitazioni delle tensioni e deformazioni di taglio alle varie profondità, conseguente ad un input sismico, definito da una storia di accelerazioni riferibile al substrato roccioso
4. **Metodi dinamici avanzati**: vengono ricostruiti in condizioni bidimensionali mediante l'impiego di codici di calcolo ad elementi finiti o alle differenze finite ed in alcuni casi prevedono la

modellazione integrata del sistema terreno-fondazione-struttura.

Motivi di esclusione della verifica a liquefazione
L'analisi preliminare della sismicità del sito e delle caratteristiche geotecniche del deposito, si permettere di verificare se la probabilità che si verifichi la liquefazione sia bassa o nulla. Lo studio specifico può dunque essere omesso nel caso si manifesti almeno una delle seguenti circostanze (come richiede la NTC D.M. 14/01/08):

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) inferiori a 0.1 g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata (N1)60 > 30 oppure qc1N>180 dove (N1)60 è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel primo grafico sotto riportato, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 e nel secondo, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5.

Se lo studio mettesse in luce la suscettibilità alla liquefazione del terreno, e gli effetti conseguenti fossero tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorrerebbe procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o al trasferimento del carico agli orizzonti più profondi non suscettibili di liquefazione.

Analisi sismica preliminare di II e III livello
Le indagini eseguite, possono essere utilizzate in via preliminare per stimare i Fattori di Amplificazione (F.A.) richiesti nell'analisi sismica semplificata, secondo quanto previsto dalla DGR Emilia Romagna 112/2007. Attraverso le indagini, infatti, sono stati definiti lo spessore del deposito di copertura e della profondità del bedrock (H) oltre alla velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato (Vs_H e Vs_{30}) del deposito di copertura. Le prove eseguite in situ per la determinazione delle Vs_{30} (MASW e HVSR) hanno fornito un valore pari a **207 m/s**, da cui discende la seguente indicazione dei Fattori di Amplificazione.
I Fattori di Amplificazione (F.A.) sono riferiti al Suolo A come previsto dall'Eurocodice 8, parte 1, e dal D.M. 14/9/2005 "Norme tecniche per le costruzioni", punto 3.2.1.
Per l'area di progetto tali fattori sono messi in evidenza in rosso nelle seguenti tabelle.

Facendo riferimento alla tavola 4a allegata alla Relazione Geologica e Sismica della Variante 2011 del POC del Comune di Ozzano dell'Emilia, si fa notare che esiste una discrepanza tra il dato rilevato per questa relazione e quello deducibile dalla suddetta cartografia: in quest'ultima infatti l'area in studio viene classificata come caratterizzata da un valore di Vs_{30} compreso tra 250 e 300 m/s.
Si rende di conseguenza necessario prevedere, in fase di progettazione preliminare degli interventi edificatori, l'esecuzione di ulteriori indagini di tipo sismico in grado di stabilire con la maggiore precisione possibile il reale valore del fattore Vs_{30}.

F.A. P.G.A.

Vs_{30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.5	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.3	1.1	1.0	1.0

F.A. INTENSITA' SPETTRALE - 0.1s < To < 0.5s

Vs_{30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.8	1.8	1.7	1.7	1.5	1.4	1.3	1.2	1.0	1.0

F.A. INTENSITA' SPETTRALE - 0.5s < To < 1.0s

Vs_{30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.5	2.3	2.3	2.0	1.8	1.7	1.7	1.5	1.2	1.0

Stima della liquefacibilità – Metodo semplificato di Robertson e Wride modificato (1997)
Per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione vanno impiegate le procedure che nell'Ingegneria Geotecnica Sismica vengono denominati 'metodi semplificati'. Tra i metodi semplificati i metodi basati su prove CPT sono particolarmente raccomandati e tra questi il metodo di Robertson e Wride (1998).
Nel caso in esame è stata utilizzata la sequenza litostratigrafica derivante dall'interpretazione dei dati della CPT: in questo modo è stato verificato, in via precauzionale, il potenziale di liquefacibilità anche di livelli che sono stati valutati come prevalentemente coesivi e quindi potenzialmente non suscettibili di liquefazione.

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$(1.0)\,F_S = \frac{CRR}{CSR}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

I metodi di calcolo del potenziale di liquefazione adottati dal programma sono:

- *Metodo di Seed e Idriss (1982);*
- *Metodo di Iwasaki et al. (1978; 1984);*
- *Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);*

- *Metodo di Finn (1985);*
- *Metodo di Cortè (1985);*
- ***Metodo di Robertson e Wride modificato (1997);***
- *Metodo di Andrus e Stokoe (1998);*
- *Metodi basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5);*
- *Metodo basato sull'NTC 2008.*

Il 'metodo di Robertson e Wride' utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo I_C che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$(2.8a)\, I_c = \left[(3{,}47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1{,}22)^2\right]^{0,5}$$

$$(2.8b)\, Q = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{Pa}\left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}}\right)^n$$

$$(2.8c)\, R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} 100$$

dove
q_C è la resistenza alla punta misurata, Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{vo}, f_S è l'attrito del manicotto, n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.
Inizialmente si assume n = 1, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_C con la (2.8a).
Se $I_C > 2{,}6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.
Se $I_C \leq 2{,}6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e I_C deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$(2.9)\, Q = \frac{q_c}{Pa}\left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}}\right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume n = 0,5.
Se è ancora $I_C \leq 2{,}6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.
Se invece $I_C > 2{,}6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. I_C deve essere nuovamente ricalcolato con la (2.8a) ponendo n= 0,75.
Calcolato I_C, si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata q_C mediante la seguente espressione:

$$(3.0)\, q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa}\left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}}\right)^n$$

dove n è lo stesso del calcolo di I_C.
La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura: se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

$$(3.1a)\, (q_{c1N})_{cs} = K_c\, q_{c1N}$$

$$(3.1b)\, K_c = -0{,}403\, I_c^4 + 5{,}581\, I_c^3 - 21.63\, I_c^2 + 33{,}75\, I_c - 17{,}88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$(3.2a)\, (q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$(3.2b)\ \Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove K_C dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$K_C = 0$ per $FC \leq 5$
$K_C = 0{,}0267(FC - 5)$ per $5 < FC \leq 35$
$K_C = 0{,}8$ per $FC > 35$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$(3.3)\ FC\,(\%) = 1{,}75\,(I_C)^{3{,}25} - 3{,}7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**$CRR_{7,5}$**) si calcola con le espressioni seguenti:

se $(q_{c1N})_{cs} < 50$

$$(3.4)\ CRR = 0{,}833\left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right] + 0{,}05$$

se $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$(3.5)\ CRR = 93\left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right]^3 + 0{,}08$$

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la (1.3) e **MSF** come raccomandato dal NCEER (vedi Tabella 1), mentre il coefficiente **r_d** è calcolato mediante la seguente procedura:
se $z < 9{,}15$ m

$$(3.6a)\ r_d = 1{,}0 - 0{,}00765\ z$$

se $9{,}15 \leq z < 23$ m

$$(3.6b)\ r_d = 1{,}174 - 0{,}00267\ z$$

dove z è la profondità in metri

Si calcola il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di Iwasaki et alii.

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** viene valutato come raccomandato dal NCEER (Tabella 1), il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono valutati con il metodo di Iwasaki et alii.

Nel caso oggetto di studio si fa rilevare che *la sequenza è stata cautelativamente considerata potenzialmente satura da una profondità di circa 2,0 metri dal p.c.*

Le seguenti tabelle sintetizzano i calcoli eseguiti prendendo in esame la CPT. Le verifiche sono state effettuate utilizzando il metodo di Robertson e Wride (1997).

CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITA' DI LIQUEFAZIONE Metodo Robertson e Wride (1997)

Dati generali

Numero di strati = 13
Profondità della falda = 2 m
Magnitudo del sisma = 6,5
Accelerazione massima al suolo = 0,25

Strato Nr.	Descrizione (-)	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso di volume secco (KN/mc)	Peso di volume saturo (KN/mc)	Nr. colpi medio (Nspt)	D50 dei granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza all'attrito laterale fs (KPa)	Velocità Vs (m/s)
1	riporto	0	1,8	19.5	20.3	0	0	3323,37	108,96	0
2	argilla	1,8	3	19,6	20,4	0	0	2304,56	165,08	0
3	argilla	3	4,2	19,3	20,1	0	0	1895,95	104,6	0
4	argilla	4,2	5,8	19,9	20,7	0	0	2819,41	160,58	0
5	argilla	5,8	6,6	20,1	20,9	0	0	3089,1	213,29	0
6	argilla limosa	6,6	7,8	20	20,8	0	0	2991,03	161,81	0
7	argilla	7,8	8,4	20,5	21,3	0	0	3922,66	241,9	0
8	argilla	8,4	10	20,1	20,9	0	0	3113,61	163,04	0
9	argilla	10	11,8	20,1	20,9	0	0	3192,61	201,58	0
10	argilla limosa	11,8	12,8	20,7	21,5	0	0	4569,9	247,13	0
11	argilla	12,8	14	20,1	20,9	0	0	3170,82	187,96	0
12	argilla	14	15	20	20,8	0	0	2961,61	203,98	0
13	limo sabbioso	15	15,6	22,7	23	0	0	11146,89	387,36	0

Correzione per la magnitudo (MSF) = 1,77

Verifica Nr.	Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Resistenza alla punta normalizzata Q	Attrito laterale normalizzato F (%)	Indice di comportamento Ic	Correzione per la pressione litostatica efficace CQ	Resistenza alla punta corretta qc1N (KPa)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Rischio di liquefazione
1	2,20	43,10	41,14	54,97	7,30	2,71							NL		
2	2,40	47,18	43,26	52,18	7,31	2,72							NL		
3	2,60	51,26	45,38	49,65	7,33	2,74							NL		
4	2,80	55,34	47,49	47,36	7,34	2,75							NL		
5	3,00	59,42	49,61	45,26	7,35	2,76							NL		
6	3,20	63,44	51,67	35,47	5,71	2,76							NL		
7	3,40	67,46	53,73	34,03	5,72	2,77							NL		
8	3,60	71,48	55,79	32,70	5,73	2,78							NL		
9	3,80	75,50	57,85	31,47	5,75	2,79							NL		
10	4,00	79,52	59,91	30,32	5,76	2,81							NL		
11	4,20	83,54	61,97	29,25	5,77	2,82							NL		
12	4,40	87,68	64,14	42,59	5,88	2,71							NL		
13	4,60	91,82	66,32	41,13	5,89	2,72							NL		
14	4,80	95,96	68,50	39,76	5,90	2,73							NL		
15	5,00	100,10	70,68	38,47	5,91	2,74							NL		
16	5,20	104,24	72,86	37,27	5,91	2,75							NL		
17	5,40	108,38	75,04	36,13	5,92	2,76							NL		
18	5,60	112,52	77,22	35,05	5,93	2,77							NL		
19	5,80	116,66	79,39	34,04	5,94	2,78							NL		
20	6,00	120,84	81,61	36,37	7,19	2,82							NL		
21	6,20	125,02	83,83	35,36	7,20	2,83							NL		
22	6,40	129,20	86,05	34,40	7,21	2,84							NL		
23	6,60	133,38	88,27	33,48	7,22	2,85							NL		
24	6,80	137,54	90,47	31,54	5,67	2,79							NL		
25	7,00	141,70	92,67	30,75	5,68	2,80							NL		
26	7,20	145,86	94,87	29,99	5,69	2,81							NL		
27	7,40	150,02	97,06	29,27	5,70	2,81							NL		
28	7,60	154,18	99,26	28,58	5,70	2,82							NL		
29	7,80	158,34	101,46	27,92	5,71	2,83							NL		
30	8,00	162,60	103,76	36,24	6,43	2,79							NL		

31	8,20	166,86	106,06	35,41	6,44	2,79							NL		
32	8,40	171,12	108,36	34,62	6,45	2,80							NL		
33	8,60	175,30	110,58	26,57	5,55	2,84							NL		
34	8,80	179,48	112,79	26,01	5,56	2,84							NL		
35	9,00	183,66	115,01	25,48	5,56	2,85							NL		
36	9,20	187,84	117,23	24,96	5,57	2,86							NL		
37	9,40	192,02	119,45	24,46	5,58	2,86							NL		
38	9,60	196,20	121,67	23,98	5,59	2,87							NL		
39	9,80	200,38	123,89	23,51	5,60	2,88							NL		
40	10,00	204,56	126,11	23,07	5,60	2,88							NL		
41	10,20	208,74	128,33	23,25	6,76	2,94							NL		
42	10,40	212,92	130,54	22,83	6,77	2,94							NL		
43	10,60	217,10	132,76	22,41	6,77	2,95							NL		
44	10,80	221,28	134,98	22,01	6,78	2,96							NL		
45	11,00	225,46	137,20	21,63	6,79	2,96							NL		
46	11,20	229,64	139,42	21,25	6,80	2,97							NL		
47	11,40	233,82	141,64	20,89	6,81	2,97							NL		
48	11,60	238,00	143,86	20,54	6,82	2,98							NL		
49	11,80	242,18	146,07	20,20	6,83	2,98							NL		
50	12,00	246,48	148,41	29,13	5,72	2,82							NL		
51	12,20	250,78	150,75	28,65	5,72	2,82							NL		
52	12,40	255,08	153,09	28,18	5,73	2,83							NL		
53	12,60	259,38	155,43	27,73	5,73	2,83							NL		
54	12,80	263,68	157,77	27,29	5,74	2,84							NL		
55	13,00	267,86	159,99	18,14	6,47	3,00							NL		
56	13,20	272,04	162,21	17,87	6,48	3,01							NL		
57	13,40	276,22	164,42	17,60	6,49	3,01							NL		
58	13,60	280,40	166,64	17,35	6,50	3,02							NL		
59	13,80	284,58	168,86	17,09	6,51	3,02							NL		
60	14,00	288,76	171,08	16,85	6,52	3,03							NL		
61	14,20	292,92	173,28	15,40	7,64	3,10							NL		
62	14,40	297,08	175,48	15,18	7,66	3,11							NL		
63	14,60	301,24	177,68	14,97	7,67	3,11							NL		
64	14,80	305,40	179,87	14,77	7,68	3,12							NL		
65	15,00	309,56	182,07	14,57	7,69	3,12							NL		
66	15,20	314,16	184,71	82,02	3,58	2,36	0,74	177,66	0,77	0,60	0,12	5,01	NL	0	Molto basso
67	15,40	318,76	187,35	81,44	3,58	2,36	0,73	175,92	0,76	0,59	0,12	4,92	NL	0	Molto basso
68	15,60	323,36	189,99	80,87	3,58	2,36	0,73	176,57	0,76	0,59	0,12	5,00	NL	0	Molto basso

I risultati della verifica sono stati ottenuti ipotizzando un sima di magnitudo 6,5 ed una accelerazione massima attesa pari a 0,25 (A/g).
Il grafico sottostante (Fig. 14) mette in luce i risultati numerici presentati nella tabella riferita alla prova CPT1.

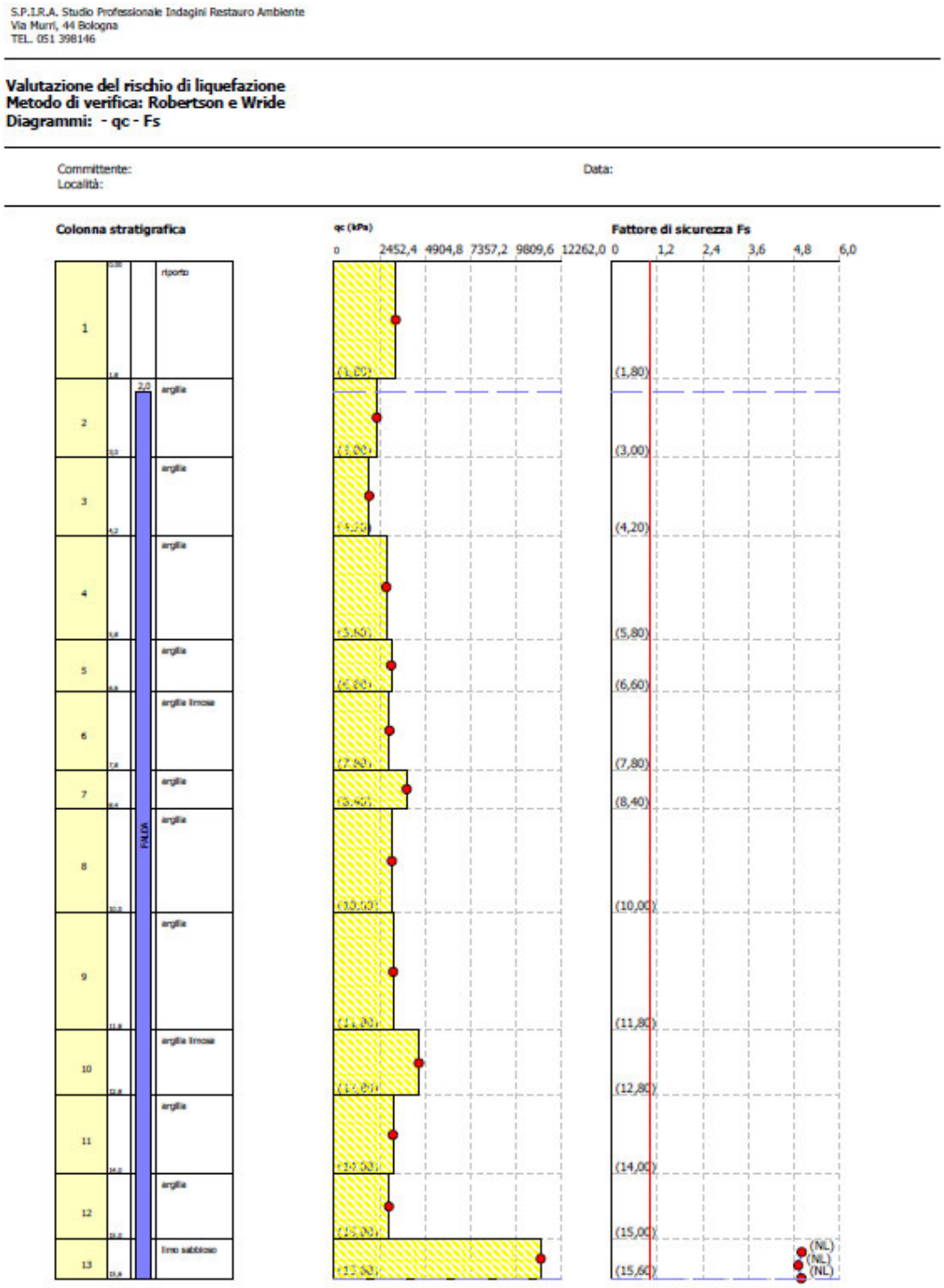


Fig 14 CPT1: indicazione grafica delle verifiche di liquefazione eseguite con il metodo di Robertson e Wride - 1997

Il calcolo eseguito mette in luce che, nonostante cautelativamente si sia ipotizzato un livello di falda alla profondità di 2,0 metri dal p.c., non sussiste una probabilità significativa di liquefazione per gli intervalli riconosciuti nella sequenza.

Stima della liquefacibilità – Metodo di Boulanger & Idriss (2014)

Una seconda verifica della potenziale liquefacibilità dei terreni che costituiscono la successione stratigrafica dei primi 15 metri di profondità dal p.c. è stata eseguita utilizzando il più recente metodo di Boulanger & Idriss. Come nel caso del metodo di Robertson precedentemente illustrato, anche per questo secondo approccio è necessario ipotizzare un sisma di riferimento,

attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo di riferimento.
I risultati della verifica sono stati ottenuti ipotizzando un sima di magnitudo 6,14 ed una accelerazione massima attesa pari a 0,26 (A/g).
Cautelativamente è stata ipotizzata la presenza di una falda alla profondità di 0,5 m dal p.c.
Questo metodo semplificato fornisce un valore del coefficiente di sicurezza Fs relativo ad ogni intervallo stratigrafico corrispondente al passo dello strumento utilizzato per l'esecuzione della prova penetro metrica (nel nostro caso specifico = 20 cm, trattandosi di una CPT con punta meccanica). Il coefficiente Fs è dato dal rapporto tra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato (R) e lo sforzo tangenziale indotto dal sisma (T):

$$F_s = \frac{R}{T}$$

Per valori di Fs inferiori a 1, l'intervallo specifico si intende suscettibile di liquefazione.
Partendo dal calcolo di tutti i coefficienti Fs relativi ad ogni singolo intervallo di lettura, il software utilizzato per la verifica (CLiq, elaborato dalla GeoLogisMiki) è in grado di confrontare diversi metodi di stima della liquefacibilità sulla base del calcolo di un parametro noto come Indice di Liquefazione (IL). Questo indice è definito dalla seguente relazione

$$IL = \sum_{i=1}^{n} FW(z)\Delta z$$

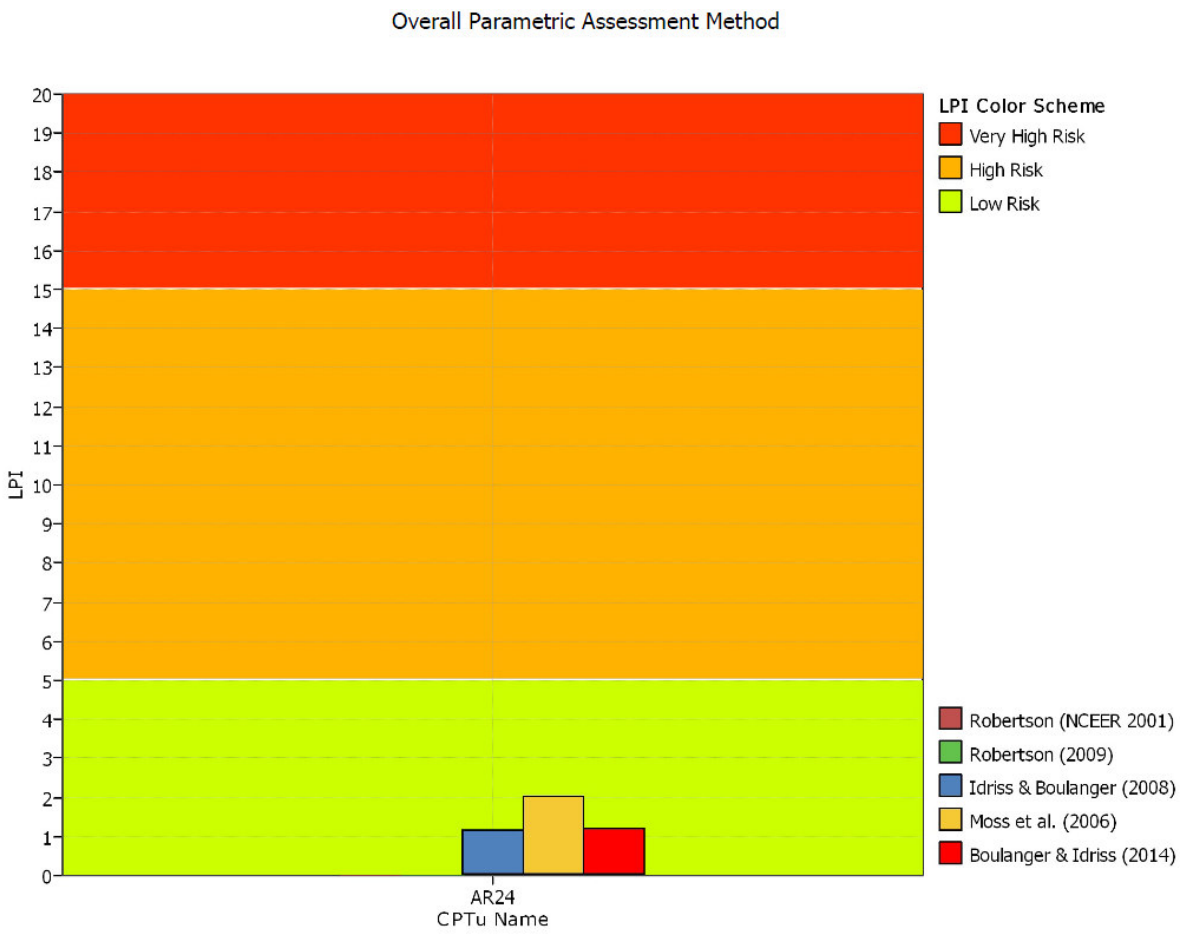
dove
n= numero degli intervalli di calcolo di Fs lungo la verticale;
F= 1-Fs per Fs<1 e F=0 per Fs>1;
Δz= spessore dell'intervallo di calcolo
W(z)= 10-0,5z dove z= profondità massima di calcolo (non superiore a 20 m)

Il valore numerico che si ottiene al termine dell'elaborazione deve essere confrontato con la tabella seguente per stabilire l'entità del rischio di liquefazione dell'intera successione stratigrafica.

IL	Rischio di liquefazione
IL=0	Molto basso
0<IL<5	Basso
5<IL<15	Alto
15<IL	Molto alto

Utilizzando i dati provenienti dalla CPT1 è risultato un valore dell'indice IL pari a 1,21 che conferma la bassa suscettibilità alla liquefazione dei terreni presenti all'interno dell'Ambito AR24.

La figura sottostante mostra i risultati del calcolo dell'indice IL (o LPI in inglese) eseguito con i principali metodi in uso: si può notare come in tutti i casi il valore dell'indice si pone ampiamente all'interno del settore relativo ad un basso rischio di liquefacibilità.



Definizione della categoria di sottosuolo

Attraverso le prove effettuate è stato possibile ricostruire la risposta sismica locale, termine con il quale si intende l'insieme delle modifiche che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base posta ad una certa profondità nel sottosuolo, subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie.

Il sito, infatti è stato sottoposto ad una indagine che ha consentito di ricostruire i seguenti aspetti (per via diretta ed indiretta):

- stratigrafia con dettagliata definizione dell'andamento dei contatti dei livelli litologici riconosciuti nei primi 20 metri dal p.c,
- caratteristiche meccaniche dei terreni, con riferimento al loro comportamento dinamico,
- morfologia dell'area.

Per gli studi di risposta sismica locale finalizzati alla previsione delle azioni sismiche sull'edifico da consolidare è stato caratterizzato il terreno ricostruendo il valore di Vs (velocità delle onde di taglio) mediante l'esecuzione di una prova MASW associata ad una prova HVSR. Si richiamano brevemente alcuni contenuti del decreto citato.

Il suolo è suddiviso in cinque categorie fondamentali:

Categorie	Descrizione	S
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi con Vs superiori a 800 m/sec, comprendenti spessori di alterazione non superiori a 5 metri	1
B	Sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, di spessore superiore a 10 metri con graduale miglioramento delle caratteristiche meccaniche con la profondità e Vs comprese tra 360 m/sec e 800 m/sec,	1,25
C	Sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, in spessori variabili tra decine e centinaia di metri, con valori di Vs compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec,	1,25
D	Sabbie e ghiaie da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da Vs inferiore a 180 m/sec,	1,35
E	Profili di terreno costituiti da strati alluvionali superficiali, con valori di Vs	1,25

	simili a quelli di C e D e spessore compreso tra 5 e 20 metri giacenti su un substrato di materiale più rigido con Vs maggiore a 800 m/sec.	
S1	Depositi che includono uno strato di almeno 10 metri di spessore di argille/limi di bassa consistenza con elevato indice di plasticità (> 40) e contenuto in acqua, Cu (coesione non drenata) compresa tra 10 KN/mq e 20 KN/mq e Vs inferiori a 100 m/sec,	Servono studi speciali
S2	Depositi soggetti a liquefazione e argille sensitive.	

In base alle caratteristiche del terreno di fondazione, ricostruite mediante l'apposita campagna geofisica (si veda a tal proposito la documentazione allegata), è stato possibile verificare che la sequenza *può essere assimilata ad un suolo di tipo C con valori di Vs30 pari a 207 m/sec.*
Per procedere alla definizione dei parametri sismici richiesti dalla nuova normativa, dunque, va tenuto presente che la zona di progetto ricade in zona sismica 3, caratterizzata da un rapporto A/g = 0,15 (sismicità bassa).

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii e fondazioni

Sito in esame.
latitudine: 44,4433123006802
longitudine: 11,4794939340143
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 16954	Lat: 44,4675Lon: 11,4593	Distanza: 3129,822
Sito 2	ID: 16955	Lat: 44,4687Lon: 11,5293	Distanza: 4852,420
Sito 3	ID: 17177	Lat: 44,4187Lon: 11,5309	Distanza: 4912,988
Sito 4	ID: 17176	Lat: 44,4175Lon: 11,4610	Distanza: 3225,140

Parametri sismici
Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):
Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,058 g
Fo: 2,460
Tc*: 0,259 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):
Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,184 g
Fo: 2,396
Tc*: 0,302 [s]

Danno (SLD):
Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,074 g
Fo: 2,437
Tc*: 0,270 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,232 g
Fo: 2,435
Tc*: 0,313 [s]

Coefficienti Sismici
SLO:
Ss: 1,500
Cc: 1,640
St: 1,000
Kh: 0,018
Kv: 0,009
Amax: 0,858
Beta: 0,200
SLD:
Ss: 1,500
Cc: 1,620
St: 1,000
Kh: 0,022
Kv: 0,011
Amax: 1,090
Beta: 0,200
SLV:
Ss: 1,440
Cc: 1,560
St: 1,000
Kh: 0,064

	Kv:	0,032	St:	1,000
	Amax:	2,595	Kh:	0,088
	Beta:	0,240	Kv:	0,044
SLC:			Amax:	3,088
	Ss:	1,360	Beta:	0,280
	Cc:	1,540		

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru software - www.geostru.com

Coordinate WGS84	
latitudine:	44.442373
longitudine:	11.478505

Si evidenzia che dal punto di vista topografico l'area ricade in una zona T1 della Tabella 3.2.IV, caratterizzata cioè da superficie pianeggiante. Pertanto il relativo coefficiente di amplificazione topografica vale 1,0.

Si ricorda che le tipologie di opere di progetto appartengono alle costruzioni di Tipo 2 della Tabella 2.4.I del decreto citato, quelle con vita nominale V_N superiore a 50 anni ed alla classe II richiamate nel paragrafo 2.4.2, che si riferisce all'uso previsto dei fabbricati. Pertanto in prima approssimazione il periodo di riferimento massimo ipotizzabile per l'azione sismica vale 50 x 1,0= 50 anni.

CONSIDERAZIONI FINALI

Sulla scorta delle informazioni desunte dalla campagna geognostica preliminare e dall'elaborazione complessiva dei dati, è possibile evidenziare come il sottosuolo presente nell'area indagata, fino alla profondità di 15 metri dal p.c., sia dato da una sequenza più o meno regolare ed omogenea di sedimenti prevalentemente fini (argille) con qualche livello caratterizzato dalla presenza di una certa componente più grossolana (limi e sabbie limose). Alla base dello spessore massimo indagato si rinvengono sedimenti più grossolani, dei quali non è stato possibile però stabilire lo spessore. Questa sequenza stratigrafica non conferma i dati indicati nella Relazione Geologica e Sismica allegata alla Variante 2011 del POC del Comune di Ozzano dell'Emilia. In tale relazione, infatti, per l'area in esame era indicata la presenza di un livello grossolano ad una profondità compresa tra 4 e 5 metri dal p.c., livello che aveva determinato la forzata interruzione di una prova CPT eseguita nella porzione nord occidentale del medesimo comparto. A causa di questa discrepanza, in fase di progettazione più avanzata, si renderà necessario procedere all'esecuzione di una ulteriore campagna di indagini geognostiche, da ubicarsi esattamente in corrispondenza del sedime dei futuri fabbricati, campagna che dovrà basarsi su tipologie di prove dirette di diverso tipo (sondaggi geognostici CPT e CPTU) che possano fornire informazioni più precise sulla natura dei sedimenti presenti nel primo sottosuolo.

La falda è stata ritrovata ad una profondità di circa 5 metri dal p.c., quota che farebbe pensare ad un rapporto diretto con il corso del Torrente Centonara, che segna il confine orientale del comparto, il cui alveo è posto ad una profondità di circa 4 -5 metri dal livello del p.c. del comparto stesso. Il livello della falda potrebbe subire variazioni significative e veloci in funzione dell'oscillazione del flusso delle acque del Torrente Centonara a causa dell'alternarsi di periodi secchi o piovosi. In questa fase non è possibile escludere che, in funzione della permeabilità dei depositi in diretto contatto con l'alveo del rio, il livello dell'acqua nella sequenza indagata non possa raggiungere quote normalmente raggiungibili con le strutture fondali nel caso si intenda realizzare piani interrati per le autorimesse. Anche se i primi 4 – 5 metri di suolo risulterebbero essere costituiti da litologie prevalentemente fini e dunque consentirebbero di propendere per l'assenza di interazione diretta tra falda e strutture fondali anche nel caso di realizzazione di autorimesse interrate, soltanto una volta condotte specifiche prove sotto il sedime di ogni edificio potrà esser valutato se la risalita dell'acqua sia legata alla sua stagionale pressione all'interno della sequenza ovvero all'esistenza di depositi granulari anche di modesto spessore (decimetrico) che in caso di eventi meteorici si possono temporaneamente saturare interagendo direttamente con i vani interrati.

La presenza di uno strato di terreno di riporto omogeneamente distribuito su tutto il comparto ad eccezione delle zone occupate dalla viabilità interna asfaltata rende, a giudizio degli scriventi, non auspicabile la scelta di posizionare il piano di posa delle fondazioni dei futuri fabbricati al suo interno: la necessità di acquisire informazioni dirette sulla natura dei terreni del primo sottosuolo permetterà di valutare l'esatto spessore del riporto, fornendo informazioni sostanziali per la scelta della tipologia delle fondazioni.
A questo proposito si suggerisce, per ovviare ad eventuali problemi legati a cedimenti differenziali delle strutture, di procedere alla sostituzione di detto terreno con materiale granulare inerte (stabilizzato) adeguatamente e soprattutto omogeneamente compattato, avente spessore il più possibile uniforme da mettere in opera sotto il sedime dei futuri fabbricati.

In ogni caso si suggerisce di progettare la quota delle fondazioni da una profondità non inferiore a 1,5 metri per preservare le stessa da comportamenti anomali (in termini di cedimenti assoluti e differenziali) legati all'espansione e ritiro stagionale dei materiali che compongono i primi metri della sequenza litologica naturale (prevalentemente argillosa).

Il modello geologico e geotecnico sito specifico ha messo in mostra caratteristiche geomeccaniche da discrete a buone di tutti gli intervalli che caratterizzano la sequenza deposizionale naturale, pur esistendo la possibilità di ritrovamento di alcuni livelli meno consistenti/costipati.

Nel presente documento sono stati indicati i valori caratteristici dei principali intervalli che costituiscono il modello geomeccanico ricostruito attraverso le prove, valori che potranno essere

utilizzati per un preliminare dimensionamento delle strutture di fondazione e per le verifiche dei futuri edifici in chiave di risposta sismica.

Dal punto di vista sismico le indagini hanno consentito di verificare in via preliminare che i primi 30 metri di sequenza sarebbero classificabili come suolo di tipo C con VS_{30} pari a circa 207 m/sec.

La verifica della potenziale liquefazione degli intervalli della sequenza ha dimostrato che, pur ipotizzando un innalzamento del livello di falda fino a profondità di 2,0 metri dal p.c., l'insorgenza di questo fenomeno può ritenersi altamente improbabile.

Bologna, li 7/03/2017

Dott. Geol. Piero Cavarocchi

Dott. Geol. Riccardo Galassi

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata eseguita in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento elencate di seguito:
"Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008" e sue circolari applicative.
AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977;
AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria);
Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988;
ISO 31-11: Quantities and units, Mathematical signs and symbols for use in the physical sciences and technology, 1992;
UNI ISO 2955: Rappresentazione delle unità SI e di altre unità usate nei sistemi con insiemi limitati di caratteri, 1987;
CNR-UNI: norme relative al prelievo di campioni, all'esecuzione di analisi granulometriche, alla determinazione dei limiti di consistenza, alla classificazione di una terra;
ASTM: norme relative alla descrizione di una terra, all'esecuzione di analisi granulometrica per via umida con sedimentazione ed aerometria, alla esecuzione di prova di compressione monoassiale, alla esecuzione di S.P.T., alla esecuzione di C.P.T.

Bibliografia

- Cestari F.: Prove geotecniche in sito; Geo-Graph Ed., Segrate, 1990.
- Lambe W.T., Whitman R.V.: Meccanica dei terreni. Dario Flaccovio Ed., Palermo, 1997.
- Leoni G.: Idrografia e bonifica del bacino del Reno. Consorzio della Bonifica Renana; Bologna, 1994.
- Marchi G.F.: Effetti delle variazioni stagionali di umidità dei terreni coesivi su fabbricati con fondazioni superficiali. Atti del Convegno "La Geotecnica in Italia e in Europa" Università degli Studi di Ferrara, 1993.
- Regione Emilia Romagna: Carta dei Rischi Geo-Ambientali; Bologna, 1994.
- Regione Emilia Romagna: Carta Tecnica Regionale; Bologna.
- Regione Emilia Romagna: I Suoli dell'Emilia Romagna; Bologna, 1994.
- F. Cestari - prove Geotecniche in sito - ed. GEO-GRAPH 1990
- M. Casadio - Il Manuale del Geologo - Pitagora Editrice

- Di Martino - Geotecnica Stradale
- P. Focardi - Prove in sito - Geologia Tecnica 1982
- Piacentini - Righi - Valutazione Compressibilità dei terreni e Consolidamento in base ai risultati di prove penetrometriche statiche - Inarcos Bologna
- P. Ventura - Interpretazione delle prove penetrometriche statiche tramite punta piezometrica
- Pelli - Ottaviani - Definizione della resistenza non drenata delle argille del Mare Adriatico mediante prove penetrometriche statiche R.I.G. 1992
- G. Sanglerat - Le Penetrometre et la reconnoissance des soils - Dunod Paris 1965
- G. Sanglerat - The Penetrometre and soil exploration - ESPC 1972
- A. Flora - Introduzione alle Indagini Geotecniche - Helvelius Edizioni
- C. Guidi - Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni - Vol. I-II - Hoepli (1975)
- F. Gambini - Manuale dei Piloti - Ed. Scac
- Herminier - Theory for the interpretation of penetration test data - Annales I.T.B.T.P. - Congress of Zurich 1953)
- Bellotti-Jamiolkowski-Ghionna-Pedroni - Penetrometro Statico - terreni non coesivi - Atti Convegno Naz. Geotecnica 1983
- R. Lancellotta - Penetrometro Statico - terreni coesivi - Atti Convegno Naz. Geotecnica 1983
- R. Lancellotta - Meccanica dei Terreni - Elementi di Geotecnica - L.E.U. Torino
- S.G.S. - Recommended Standard for Cone Penetration Tests - June 1992
- Sunda Strumentazione Geotecnica - Manuale Uso Penetrometro Statico
- M. Carter (1983) - Geotechnical engineering-Handbook-Pentech Press-London
- F. Colleselli-Soranzo (1980) - Esercitazioni di Geotecnica - Ed. Cleup - Padova
- R.F. Craig (1985) - Soil mechanics - Van Notraan Reinhold (UH) Co.Ltd
- R.E. Hunt (1986) - Geotechnical engineering techniques and practices - MeGraw- Hill - Inc. USA
- M. Pellegrini (1982) - Geologia Applicata - Ed. Pitagora - Bologna
- G. Pilot (1982) - Foundation engineering - Ecole national des ponts et chausees - Paris
- A.G.I. (1977) - Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche - AGI - Roma
- Larsson R. (1985) - The CPT test Equipment - testing - evaluation. An situ method for determination of stratigraphy and properties in soil profiles - S.G.I.
- P. Mayne (1992) Tentative method for estimation Gvo from Qc data in sand - Potsdam NY 1991
- Lunne, P.K. Robertson and Powell J.J.M. (1997) - Cone Penetration Test in Geotechnical Pratice - B.A. & P.
- T. Lunne, A. Kleven (1981) - Role of CPT in North Sea foundation engineering - Session ASCE Nationali Convetion - S. Louis
- T. Lunne, Christoffersen H.P. (1985) - Interpretation of Cone Penetration Data for Offshore Sands - Norwegian Geotechnical Institute 1985 - Pbl. 156
- Jamiolkowski M. et al (1985) New developments in field and laboratory testing of soils
- Kulhawy F.H., Mayne P.H. (1990) - Manual on estimating soil properties for foundation design - Electric Power Research Institute 1990
- Robertson P.K., Campanella R.G., Greig J. et al. (1986) - Use of piezometer cone data - - Use in situ tests in Geotechnical Engineering - ASCE Conference 1986
- Robertson P.K., Campanella R.G. (1983) - Interpretation of cone penetration test - Canadian Geotechnical Journal - 20(4) .

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DPSH

Elaborati grafici e numerici delle prove

PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: Cantiere: Località:	

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica	35,7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

PROVA ...CPT1

Committente:
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
Prova eseguita in data: 30/01/2017
Profondità prova: 15,60 mt
Località:

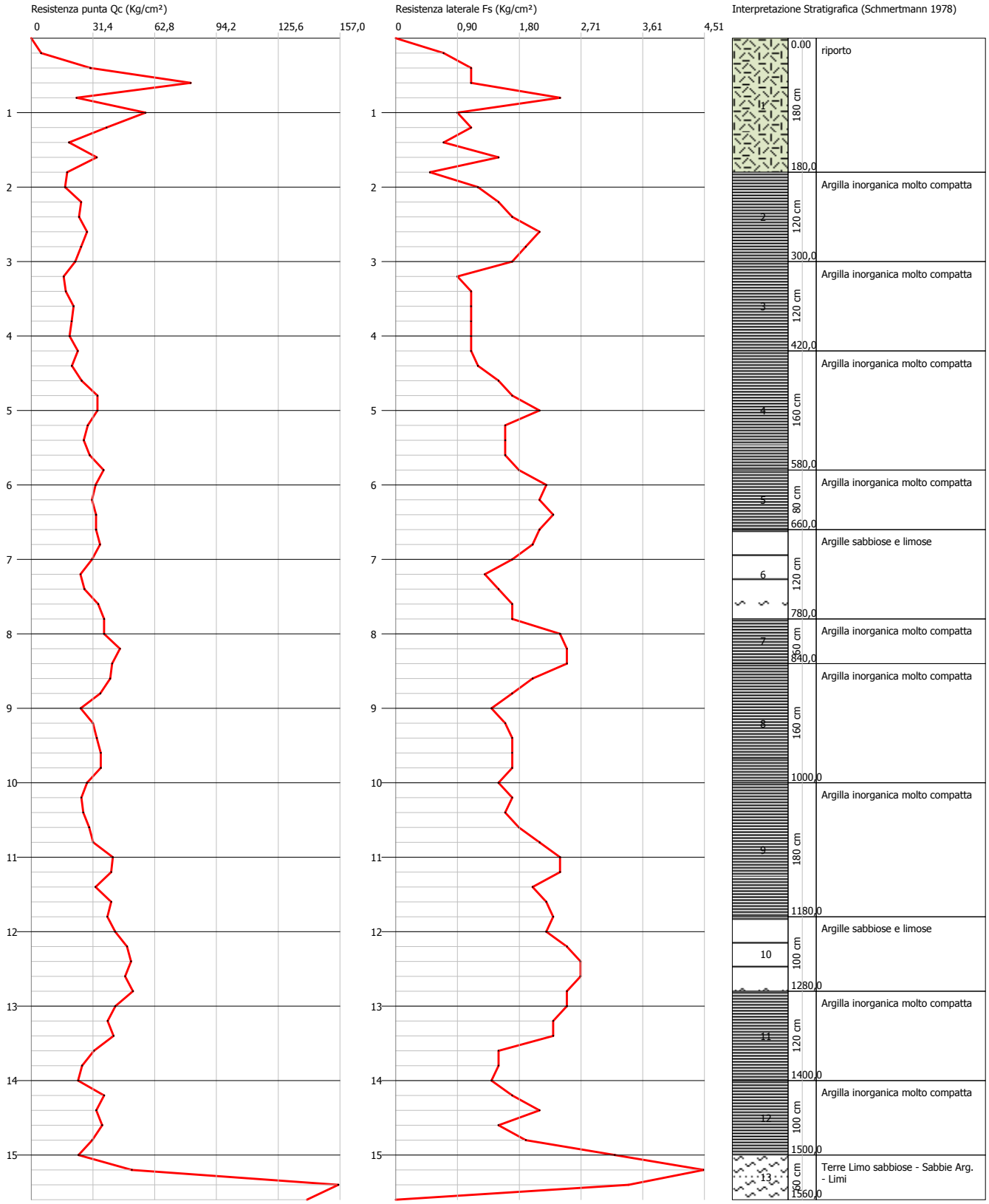
Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm²)	Lettura laterale (Kg/cm²)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	5,00	0,0	5,1	0,7	7,3	13,7
0,40	30,00	41,0	30,1	1,1	27,4	3,7
0,60	81,00	98,0	81,1	1,1	73,7	1,4
0,80	23,00	40,0	23,1	2,4	9,6	10,4
1,00	58,00	94,0	58,1	0,9	64,6	1,5
1,20	38,00	51,0	38,3	1,1	34,8	2,9
1,40	19,00	36,0	19,3	0,7	27,6	3,6
1,60	33,00	43,0	33,3	1,5	22,2	4,5
1,80	18,00	40,0	18,3	0,5	36,6	2,7
2,00	17,00	25,0	17,3	1,2	14,4	6,9
2,20	25,00	43,0	25,4	1,5	16,9	5,9
2,40	24,00	46,0	24,4	1,7	14,4	7,0
2,60	28,00	54,0	28,4	2,1	13,5	7,4
2,80	25,00	57,0	25,4	1,9	13,4	7,5
3,00	22,00	51,0	22,4	1,7	13,2	7,6
3,20	16,00	41,0	16,6	0,9	18,4	5,4
3,40	17,00	31,0	17,6	1,1	16,0	6,3
3,60	21,00	37,0	21,6	1,1	19,6	5,1
3,80	20,00	37,0	20,6	1,1	18,7	5,3
4,00	19,00	36,0	19,6	1,1	17,8	5,6
4,20	23,00	39,0	23,7	1,1	21,5	4,6
4,40	20,00	37,0	20,7	1,2	17,3	5,8
4,60	25,00	43,0	25,7	1,5	17,1	5,8
4,80	33,00	56,0	33,7	1,7	19,8	5,0
5,00	33,00	58,0	33,7	2,1	16,0	6,2
5,20	28,00	60,0	28,8	1,6	18,0	5,6
5,40	26,00	50,0	26,8	1,6	16,8	6,0
5,60	29,00	53,0	29,8	1,6	18,6	5,4
5,80	36,00	60,0	36,8	1,8	20,4	4,9
6,00	32,00	59,0	32,8	2,2	14,9	6,7
6,20	30,00	63,0	31,0	2,1	14,8	6,8
6,40	32,00	64,0	33,0	2,3	14,3	7,0
6,60	32,00	66,0	33,0	2,1	15,7	6,4
6,80	34,00	66,0	35,0	2,0	17,5	5,7
7,00	30,00	60,0	31,0	1,7	18,2	5,5
7,20	24,00	50,0	25,1	1,3	19,3	5,2
7,40	26,00	45,0	27,1	1,5	18,1	5,5
7,60	33,00	56,0	34,1	1,7	20,1	5,0
7,80	36,00	62,0	37,1	1,7	21,8	4,6
8,00	36,00	62,0	37,1	2,4	15,5	6,5
8,20	44,00	80,0	45,2	2,5	18,1	5,5
8,40	40,00	78,0	41,2	2,5	16,5	6,1
8,60	39,00	76,0	40,2	2,0	20,1	5,0
8,80	34,00	64,0	35,2	1,7	20,7	4,8
9,00	24,00	50,0	25,2	1,4	18,0	5,6
9,20	30,00	51,0	31,4	1,6	19,6	5,1
9,40	32,00	56,0	33,4	1,7	19,6	5,1
9,60	34,00	59,0	35,4	1,7	20,8	4,8
9,80	34,00	60,0	35,4	1,7	20,8	4,8
10,00	27,00	52,0	28,4	1,5	18,9	5,3
10,20	24,00	47,0	25,5	1,7	15,0	6,7
10,40	25,00	50,0	26,5	1,6	16,6	6,0
10,60	28,00	52,0	29,5	1,8	16,4	6,1
10,80	30,00	57,0	31,5	2,1	15,0	6,7
11,00	40,00	71,0	41,5	2,4	17,3	5,8
11,20	39,00	75,0	40,7	2,4	17,0	5,9
11,40	31,00	67,0	32,7	2,0	16,4	6,1
11,60	39,00	69,0	40,7	2,2	18,5	5,4
11,80	37,00	70,0	38,7	2,3	16,8	5,9

12,00	41,00	75,0	42,7	2,2	19,4	5,2
12,20	47,00	80,0	48,8	2,5	19,5	5,1
12,40	49,00	86,0	50,8	2,7	18,8	5,3
12,60	46,00	87,0	47,8	2,7	17,7	5,6
12,80	50,00	91,0	51,8	2,5	20,7	4,8
13,00	41,00	79,0	42,8	2,5	17,1	5,8
13,20	37,00	75,0	38,9	2,3	16,9	5,9
13,40	40,00	75,0	41,9	2,3	18,2	5,5
13,60	30,00	65,0	31,9	1,5	21,3	4,7
13,80	24,00	46,0	25,9	1,5	17,3	5,8
14,00	22,00	45,0	23,9	1,4	17,1	5,9
14,20	35,00	56,0	37,1	1,7	21,8	4,6
14,40	31,00	56,0	33,1	2,1	15,8	6,3
14,60	34,00	65,0	36,1	1,5	24,1	4,2
14,80	29,00	52,0	31,1	1,9	16,4	6,1
15,00	22,00	51,0	24,1	3,2	7,5	13,3
15,20	49,00	97,0	51,2	4,5	11,4	8,8
15,40	154,00	221,0	156,2	3,4	45,9	2,2
15,60	138,00	189,0	140,2	0,0		0,0

Probe CPT - Cone Penetration CPT1
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente:
Cantiere:
Località:

Data: 30/01/2017
Pag. 1 Scala 1:75



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Cantiere: Località:	

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094	
Peso Massa battente	63,5	Kg
Altezza di caduta libera	0,75	m
Peso sistema di battuta	8	Kg
Diametro punta conica	50,46	mm
Area di base punta	20	cm²
Lunghezza delle aste	1	m
Peso aste a metro	6,3	Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80	m
Avanzamento punta	0,20	m
Numero colpi per punta	N(20)	
Coeff. Correlazione	3,007	
Rivestimento/fanghi	No	
Angolo di apertura punta	90	°

PROVA ...DPSH1

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
Prova eseguita in data 30/01/2017
Profondità prova 12,40 mt
Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibil con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0,20	3	0,855	2,44	2,86	122,17	142,95
0,40	6	0,851	4,86	5,72	243,23	285,90
0,60	5	0,847	4,04	4,76	201,80	238,25
0,80	1	0,843	0,80	0,95	40,18	47,65
1,00	2	0,840	1,48	1,76	74,03	88,16
1,20	2	0,836	1,47	1,76	73,73	88,16
1,40	4	0,833	2,94	3,53	146,85	176,32
1,60	4	0,830	2,93	3,53	146,27	176,32
1,80	5	0,826	3,64	4,41	182,12	220,40
2,00	5	0,823	3,38	4,10	168,79	205,04
2,20	6	0,820	4,04	4,92	201,79	246,05
2,40	6	0,817	4,02	4,92	201,06	246,05
2,60	4	0,814	2,67	3,28	133,56	164,03
2,80	4	0,811	2,66	3,28	133,10	164,03
3,00	3	0,809	1,86	2,30	93,01	115,01
3,20	5	0,806	3,09	3,83	154,50	191,68
3,40	4	0,803	2,46	3,07	123,20	153,35
3,60	5	0,801	3,07	3,83	153,51	191,68
3,80	4	0,798	2,45	3,07	122,43	153,35
4,00	4	0,796	2,29	2,88	114,60	143,97
4,20	4	0,794	2,29	2,88	114,27	143,97
4,40	4	0,791	2,28	2,88	113,94	143,97
4,60	4	0,789	2,27	2,88	113,62	143,97
4,80	4	0,787	2,27	2,88	113,32	143,97
5,00	5	0,785	2,66	3,39	133,13	169,59
5,20	5	0,783	2,66	3,39	132,79	169,59
5,40	5	0,781	2,65	3,39	132,45	169,59
5,60	4	0,779	2,11	2,71	105,70	135,67
5,80	4	0,777	2,11	2,71	105,45	135,67
6,00	4	0,775	1,99	2,57	99,47	128,27
6,20	5	0,774	2,48	3,21	124,06	160,34
6,40	5	0,772	2,48	3,21	123,79	160,34
6,60	4	0,770	1,98	2,57	98,82	128,27
6,80	4	0,769	1,97	2,57	98,61	128,27
7,00	4	0,767	1,87	2,43	93,32	121,65
7,20	5	0,766	2,33	3,04	116,42	152,06
7,40	6	0,764	2,79	3,65	139,43	182,47
7,60	7	0,763	3,25	4,26	162,36	212,88
7,80	7	0,761	3,24	4,26	162,06	212,88
8,00	7	0,760	3,08	4,05	153,82	202,42
8,20	6	0,759	2,63	3,47	131,61	173,50
8,40	6	0,757	2,63	3,47	131,38	173,50
8,60	4	0,756	1,75	2,31	87,44	115,67
8,80	5	0,755	2,18	2,89	109,12	144,58
9,00	4	0,753	1,66	2,20	83,07	110,25
9,20	5	0,752	2,07	2,76	103,67	137,81
9,40	6	0,751	2,48	3,31	124,21	165,37
9,60	6	0,750	2,48	3,31	124,02	165,37
9,80	6	0,749	2,48	3,31	123,84	165,37
10,00	6	0,748	2,36	3,16	118,12	157,97
10,20	9	0,747	3,54	4,74	176,92	236,96
10,40	9	0,746	3,53	4,74	176,66	236,96
10,60	12	0,744	4,70	6,32	235,21	315,95

10,80	13	0,693	4,75	6,85	237,33	342,28
11,00	15	0,692	5,23	7,56	261,72	378,02
11,20	16	0,691	5,58	8,06	278,75	403,22
11,40	18	0,690	6,26	9,07	313,13	453,63
11,60	21	0,639	6,77	10,58	338,31	529,23
11,80	20	0,688	6,94	10,08	346,89	504,03
12,00	24	0,637	7,39	11,60	369,58	580,00
12,20	26	0,636	7,99	12,57	399,74	628,33
12,40	26	0,635	7,98	12,57	399,10	628,33

PROVA ...DPSH2

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
Prova eseguita in data 30/01/2017
Profondità prova 12,00 mt
Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibil con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0,20	1	0,855	0,81	0,95	40,72	47,65
0,40	1	0,851	0,81	0,95	40,54	47,65
0,60	3	0,847	2,42	2,86	121,08	142,95
0,80	7	0,843	5,63	6,67	281,29	333,55
1,00	6	0,840	4,44	5,29	222,10	264,48
1,20	8	0,836	5,90	7,05	294,90	352,64
1,40	6	0,833	4,41	5,29	220,28	264,48
1,60	3	0,830	2,19	2,64	109,70	132,24
1,80	3	0,826	2,19	2,64	109,27	132,24
2,00	3	0,823	2,03	2,46	101,27	123,02
2,20	3	0,820	2,02	2,46	100,90	123,02
2,40	2	0,817	1,34	1,64	67,02	82,02
2,60	3	0,814	2,00	2,46	100,17	123,02
2,80	3	0,811	2,00	2,46	99,82	123,02
3,00	3	0,809	1,86	2,30	93,01	115,01
3,20	3	0,806	1,85	2,30	92,70	115,01
3,40	3	0,803	1,85	2,30	92,40	115,01
3,60	3	0,801	1,84	2,30	92,11	115,01
3,80	3	0,798	1,84	2,30	91,83	115,01
4,00	2	0,796	1,15	1,44	57,30	71,98
4,20	4	0,794	2,29	2,88	114,27	143,97
4,40	3	0,791	1,71	2,16	85,46	107,98
4,60	4	0,789	2,27	2,88	113,62	143,97
4,80	3	0,787	1,70	2,16	84,99	107,98
5,00	4	0,785	2,13	2,71	106,50	135,67
5,20	4	0,783	2,12	2,71	106,23	135,67
5,40	4	0,781	2,12	2,71	105,96	135,67
5,60	3	0,779	1,59	2,04	79,28	101,75
5,80	4	0,777	2,11	2,71	105,45	135,67
6,00	3	0,775	1,49	1,92	74,61	96,21
6,20	3	0,774	1,49	1,92	74,44	96,21
6,40	3	0,772	1,49	1,92	74,27	96,21
6,60	4	0,770	1,98	2,57	98,82	128,27
6,80	3	0,769	1,48	1,92	73,96	96,21
7,00	4	0,767	1,87	2,43	93,32	121,65
7,20	5	0,766	2,33	3,04	116,42	152,06
7,40	5	0,764	2,32	3,04	116,19	152,06
7,60	5	0,763	2,32	3,04	115,97	152,06
7,80	4	0,761	1,85	2,43	92,61	121,65
8,00	4	0,760	1,76	2,31	87,90	115,67
8,20	5	0,759	2,19	2,89	109,68	144,58
8,40	5	0,757	2,19	2,89	109,49	144,58
8,60	5	0,756	2,19	2,89	109,30	144,58

8,80	5	0,755	2,18	2,89	109,12	144,58
9,00	7	0,753	2,91	3,86	145,38	192,94
9,20	9	0,752	3,73	4,96	186,61	248,06
9,40	9	0,751	3,73	4,96	186,32	248,06
9,60	10	0,750	4,13	5,51	206,70	275,62
9,80	10	0,749	4,13	5,51	206,39	275,62
10,00	10	0,748	3,94	5,27	196,86	263,29
10,20	10	0,747	3,93	5,27	196,57	263,29
10,40	11	0,746	4,32	5,79	215,92	289,62
10,60	11	0,744	4,31	5,79	215,61	289,62
10,80	11	0,743	4,31	5,79	215,30	289,62
11,00	14	0,692	4,89	7,06	244,27	352,82
11,20	18	0,691	6,27	9,07	313,59	453,63
11,40	23	0,640	7,42	11,59	371,12	579,63
11,60	27	0,639	8,70	13,61	434,97	680,44
11,80	26	0,638	8,36	13,10	418,19	655,24
12,00	28	0,637	8,62	13,53	431,18	676,66

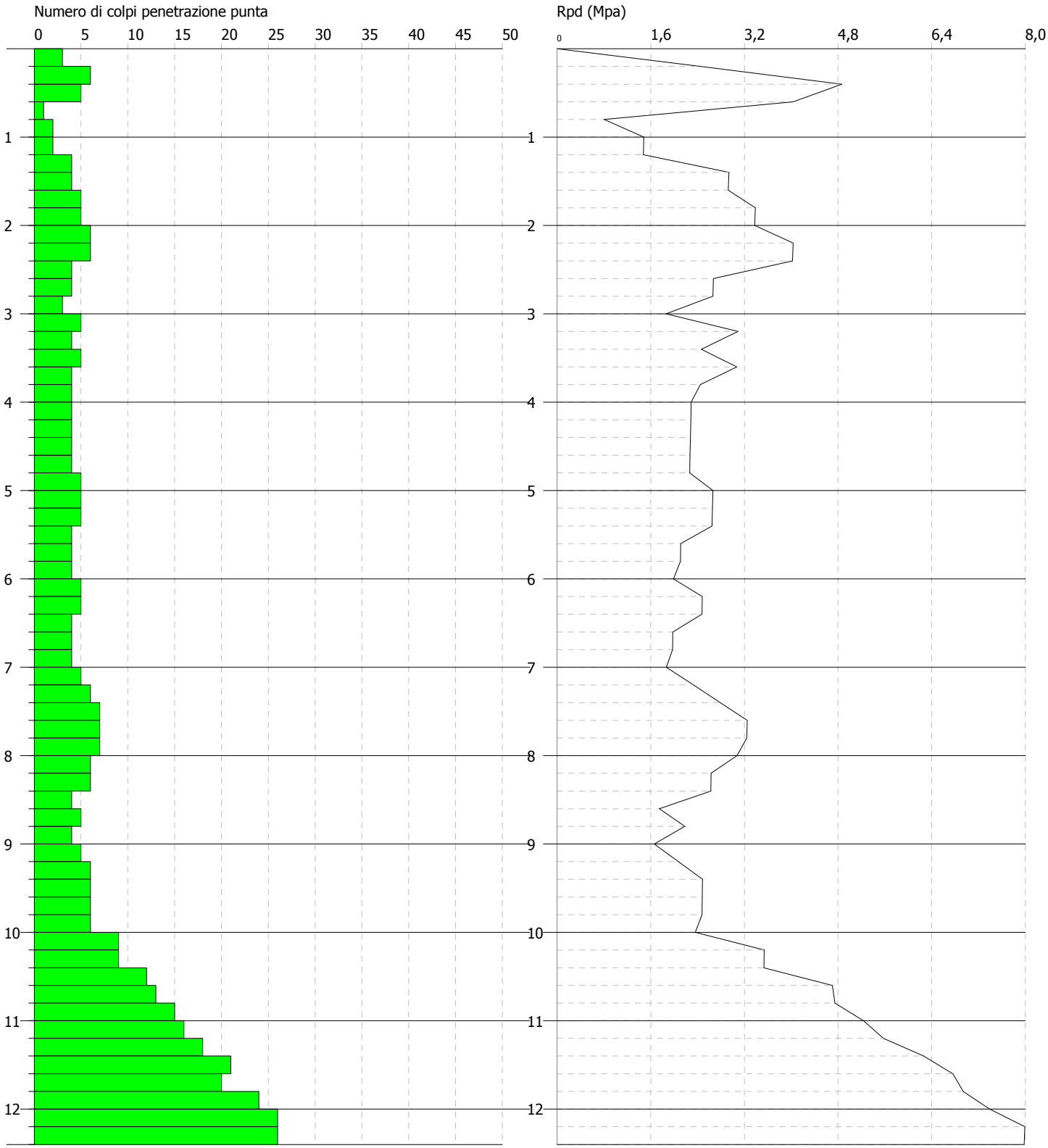
S.P.I.R.A.
Studio Professionale Indagini Restauro Ambiente
Via Murri. 44 - 40137 BOLOGNA

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH1
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente:
Cantiere:
Località:

Data: 30/01/2017

Scala 1:62



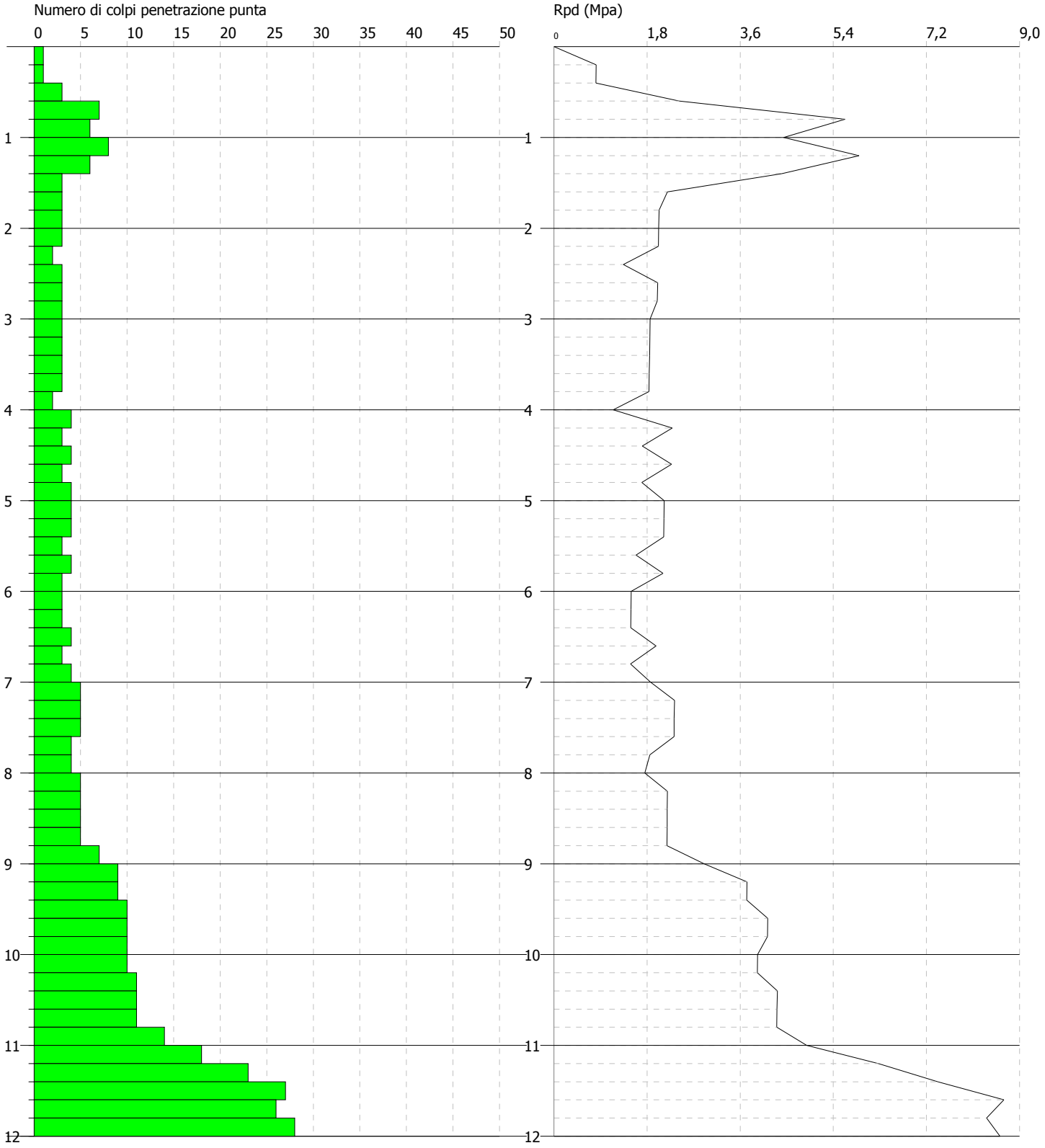
S.P.I.R.A.
Studio Professionale Indagini Restauro Ambiente
Via Murri. 44 - 40137 BOLOGNA

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente:
Cantiere:
Località:

Data: 30/01/2017

Scala 1:60



STIMA DELLA LIQUEFACIBILITA'
METODO DI BOULANGER & IDRISS (2014)

Elaborati grafici e numerici della verifica

GEOTEA s.r.l.
Geologia Territorio Ambiente

Geotea S.r.l.
Via della Tecnica 57/A4
40068 San Lazzaro di S. (BO)
www.geoteasrl.it

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

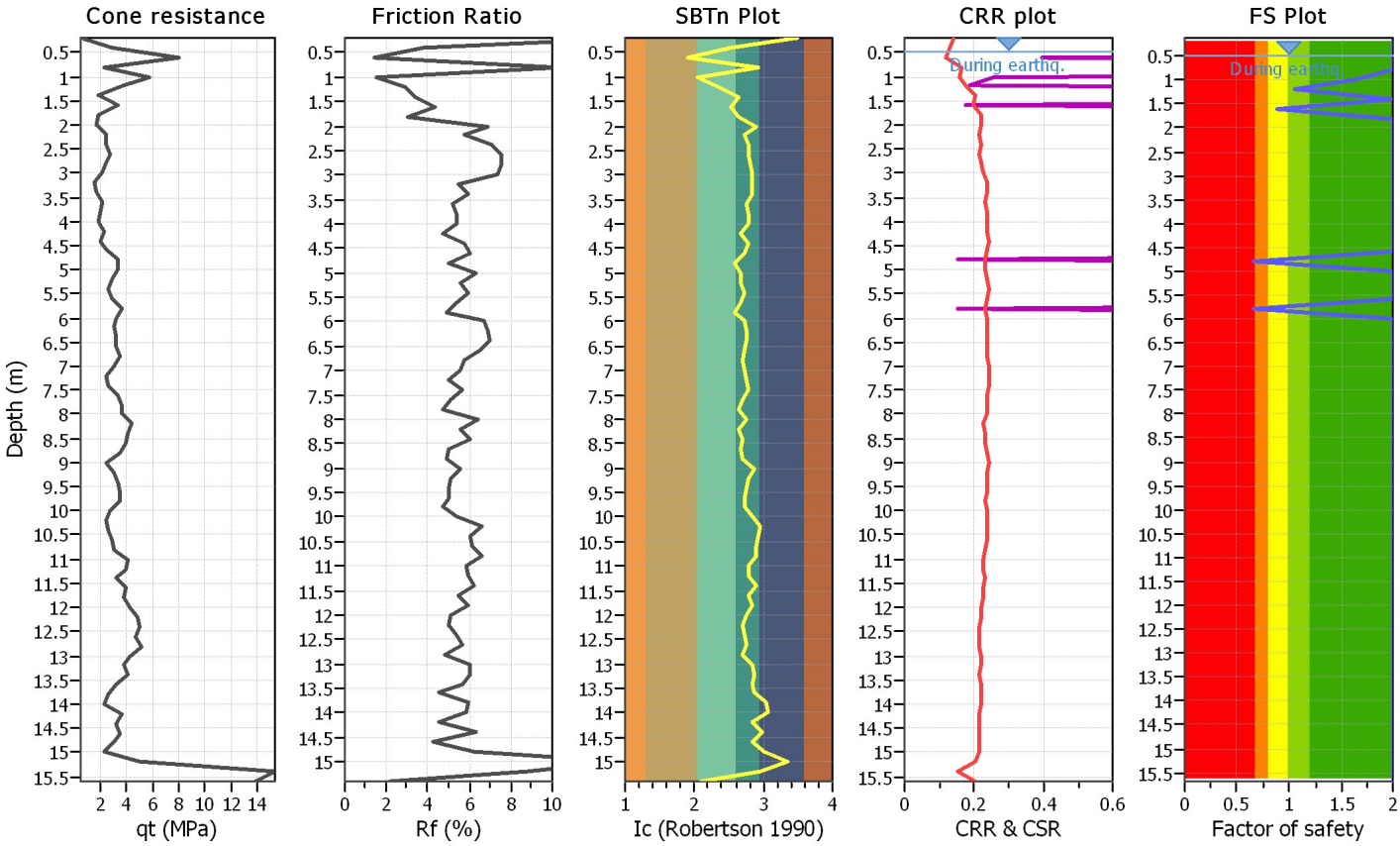
Project title :

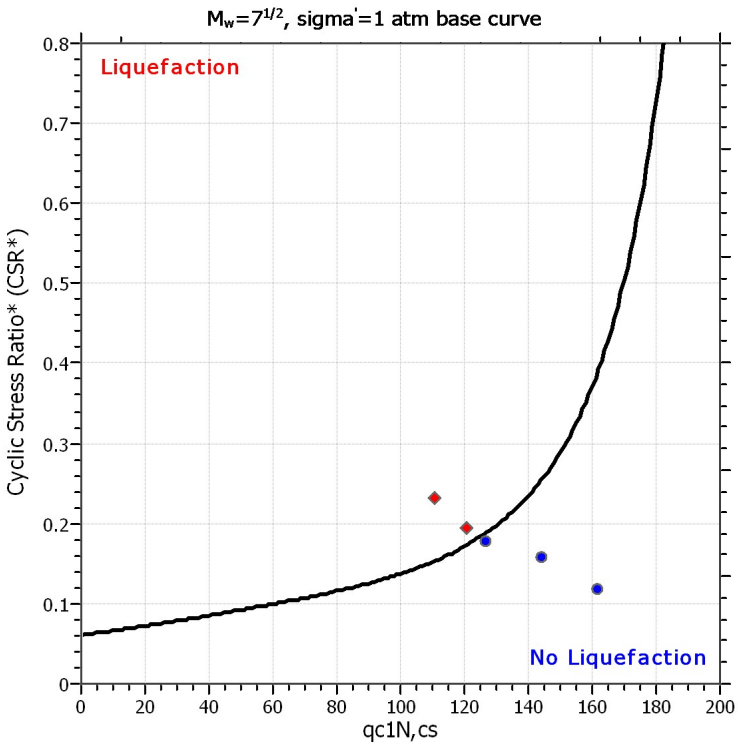
Location :

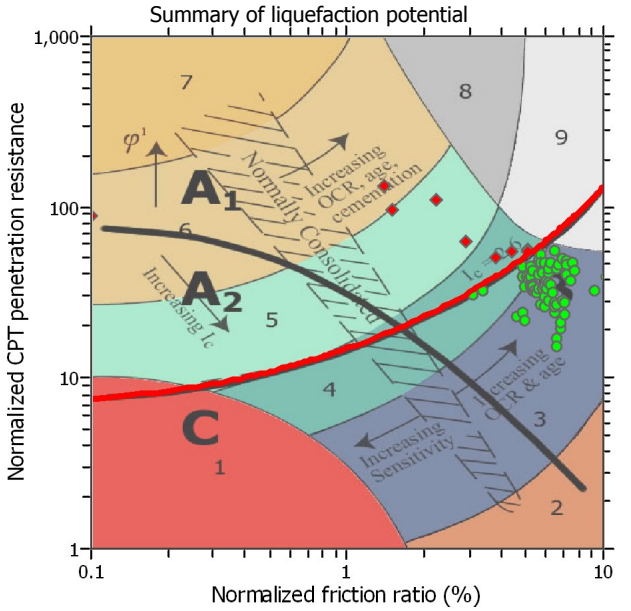
CPT file : AR24

Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	0.50 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	0.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth:	15.00 m
Earthquake magnitude M_w:	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	Yes		

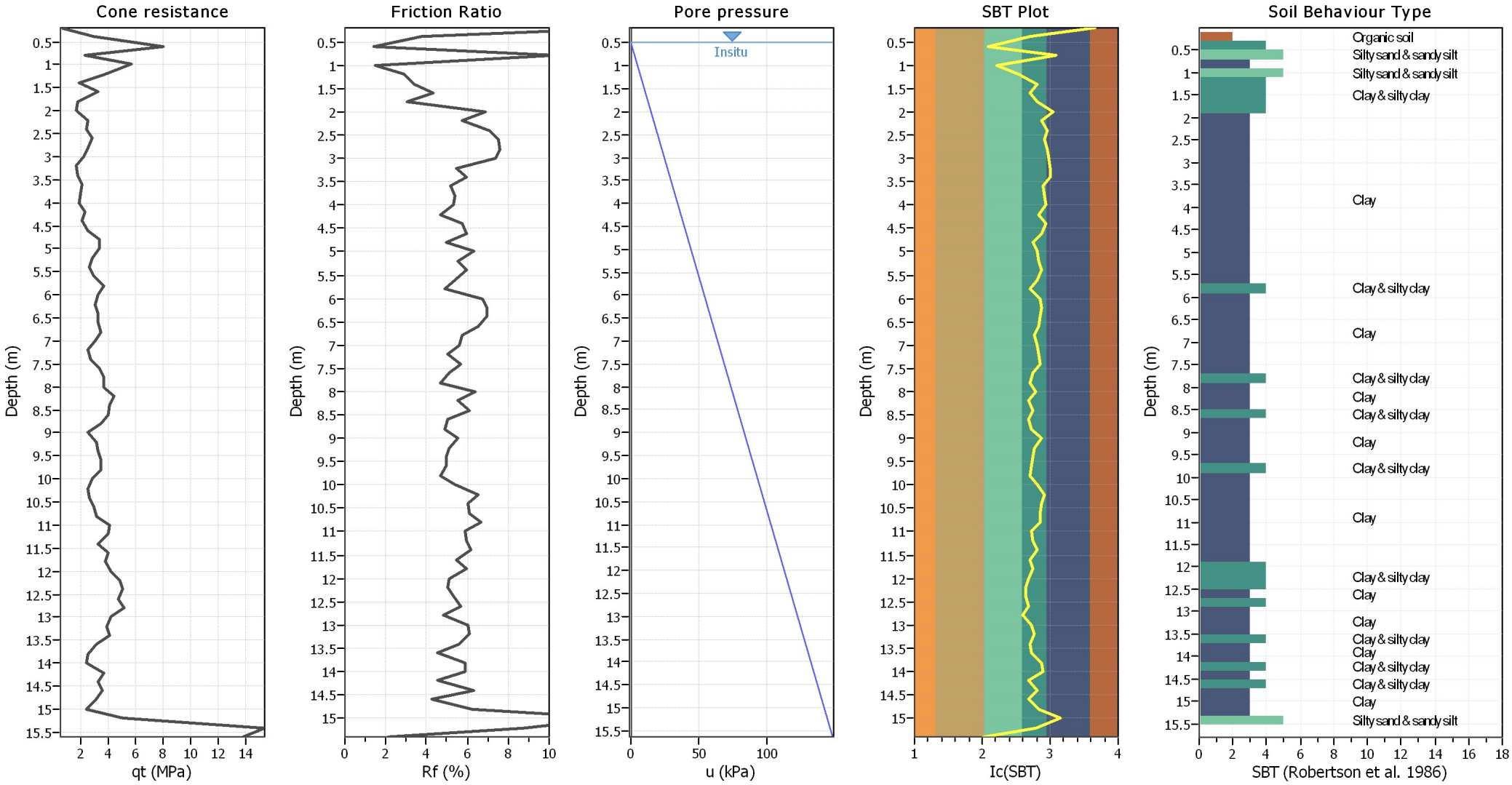






Zone A_1: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
Zone A_2: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

CPT basic interpretation plots



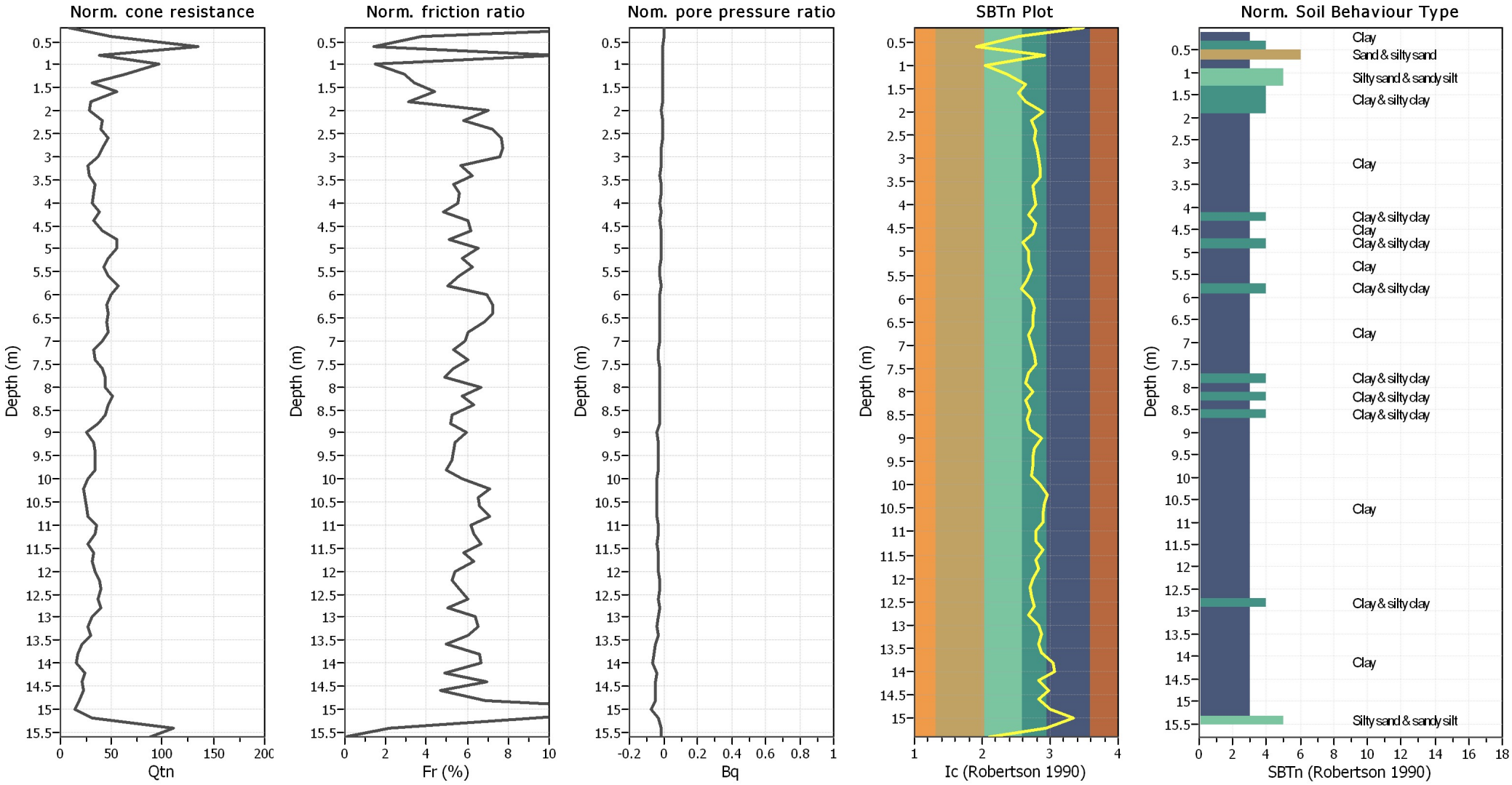
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	0.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w:	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	0.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	15.00 m

SBT legend

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

CPT basic interpretation plots (normalized)



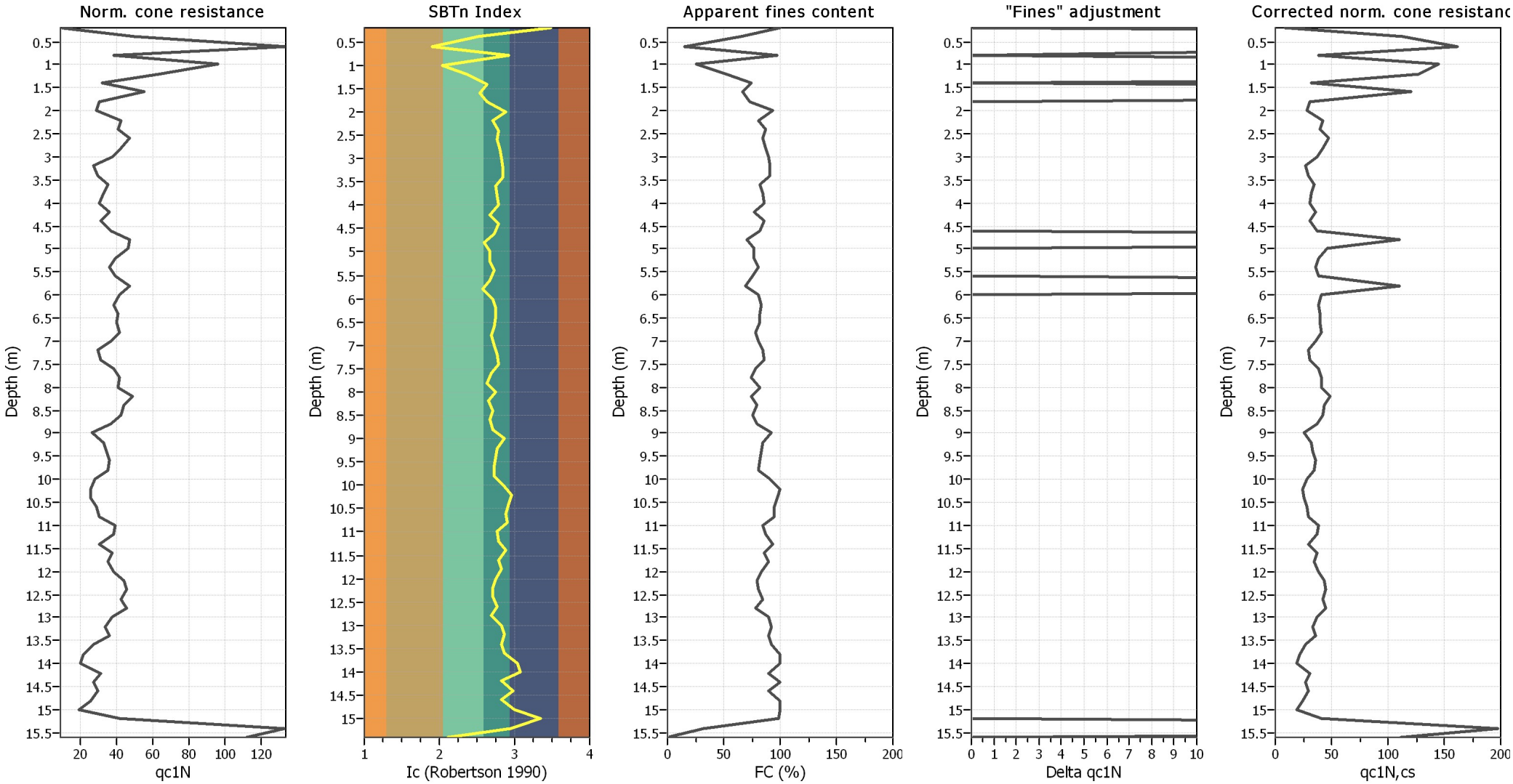
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	0.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w:	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	0.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	15.00 m

SBTn legend

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

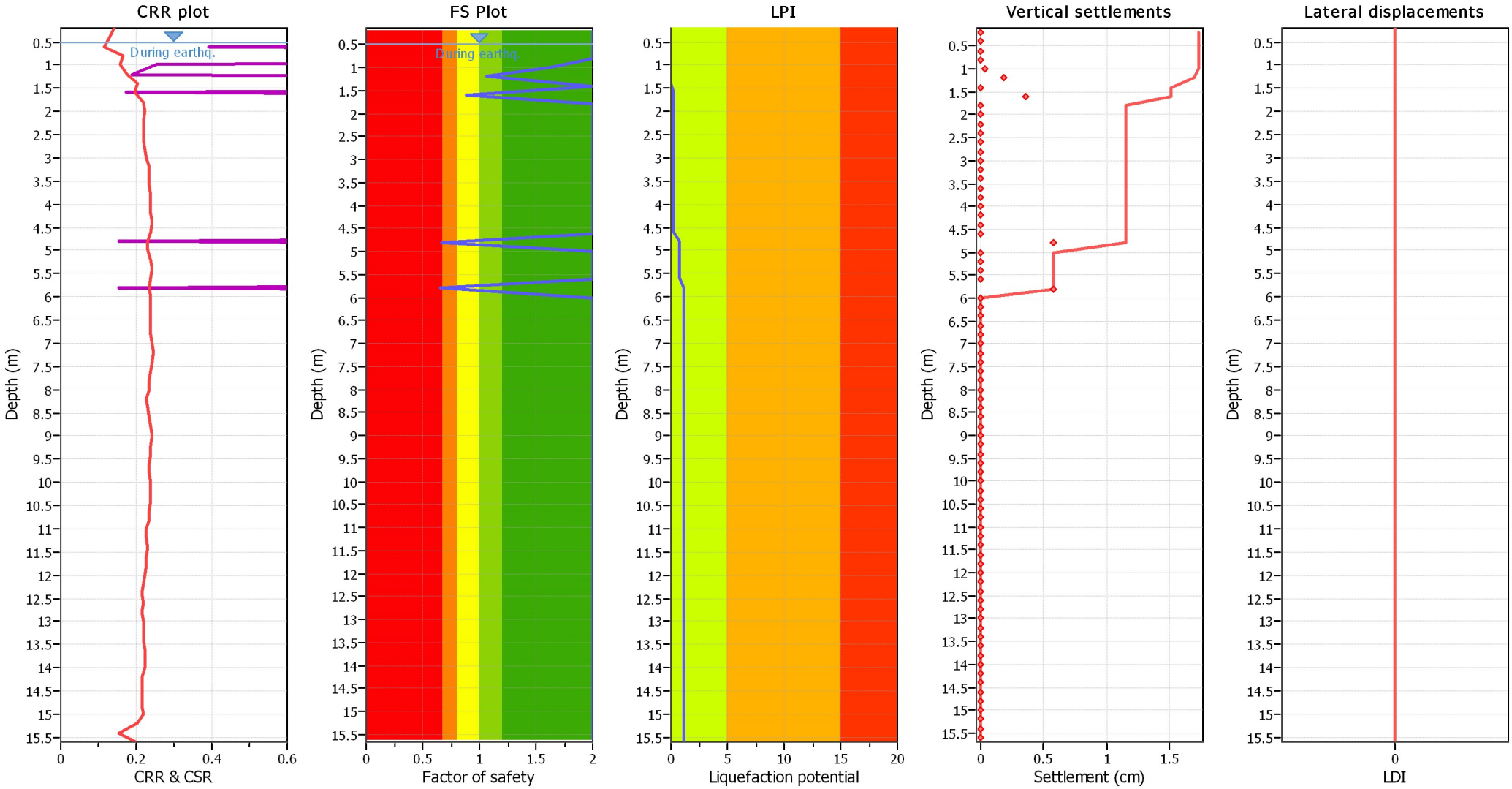
Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	0.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w:	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	0.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	15.00 m

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	0.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w:	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	0.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	15.00 m

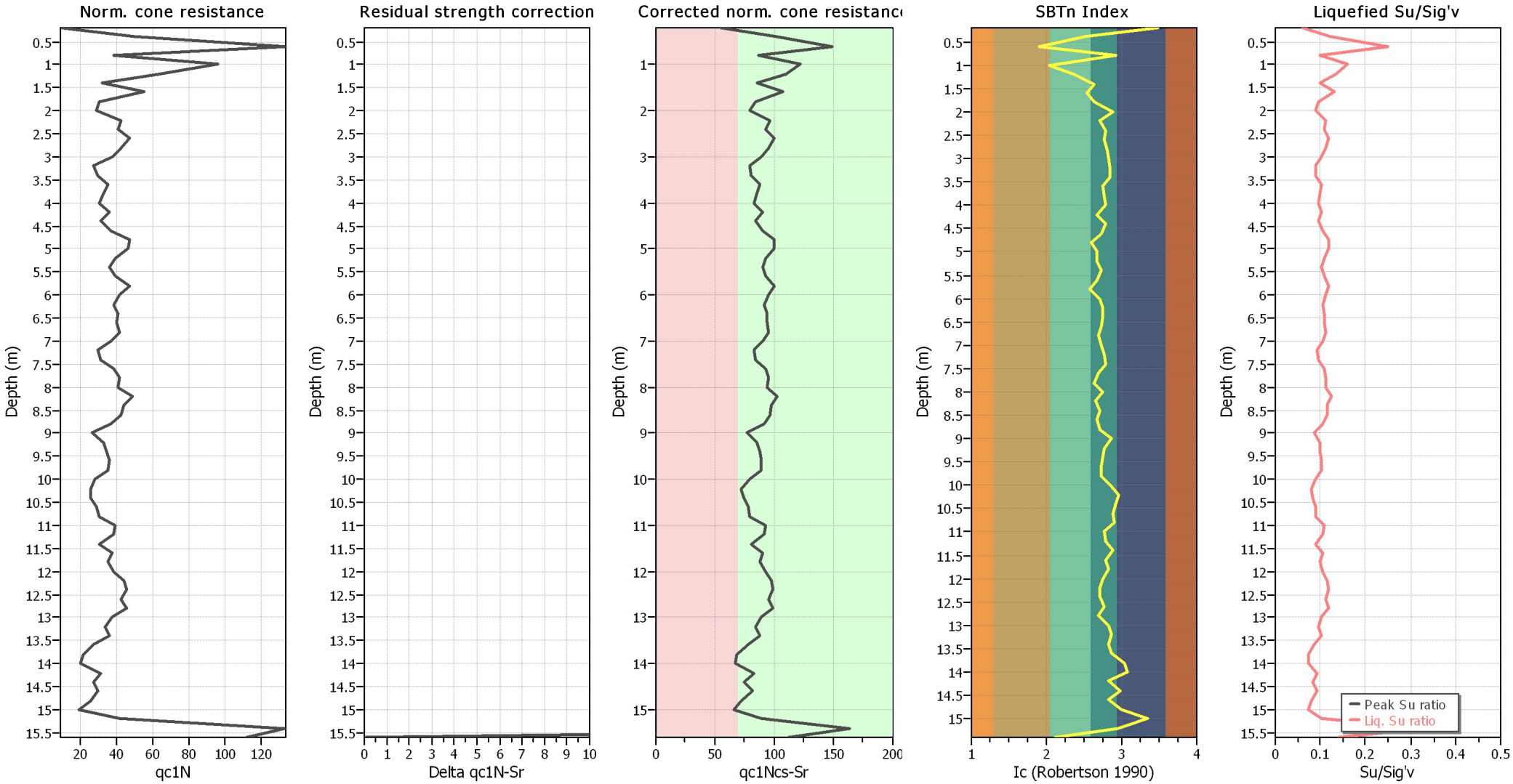
F.S. color scheme

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

LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk

Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	0.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w:	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	0.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	15.00 m

:: Cyclic Stress Ratio fully adjusted (CSR*) calculation data ::

Point ID	Depth (m)	σ_v (KPa)	u_0 (KPa)	σ_v' (KPa)	r_d	CSR	MSF	CSR_{eq}	K_σ	User FS	CSR^*	Belongs to transition
1	0.20	3.53	0.00	3.53	1.00	0.169	1.43	0.118	1.10	1.00	2.000	No
2	0.40	7.29	0.00	7.29	1.00	0.169	1.43	0.118	1.10	1.00	2.000	No
3	0.60	11.13	0.98	10.15	1.00	0.185	1.43	0.130	1.10	1.00	0.117	No
4	0.80	15.04	2.94	12.10	1.00	0.210	1.43	0.147	1.10	1.00	0.166	No
5	1.00	18.80	4.91	13.89	0.99	0.227	1.43	0.159	1.10	1.00	0.156	No
6	1.20	22.57	6.87	15.71	0.99	0.241	1.43	0.169	1.10	1.00	0.177	No
7	1.40	26.18	8.83	17.35	0.99	0.252	1.43	0.176	1.10	1.00	0.204	No
8	1.60	30.01	10.79	19.21	0.99	0.260	1.43	0.182	1.10	1.00	0.195	No
9	1.80	33.57	12.75	20.82	0.98	0.268	1.43	0.187	1.10	1.00	0.218	No
10	2.00	37.30	14.71	22.59	0.98	0.273	1.43	0.191	1.10	1.00	0.222	No
11	2.20	41.11	16.68	24.44	0.98	0.277	1.43	0.194	1.10	1.00	0.218	No
12	2.40	44.96	18.64	26.32	0.97	0.281	1.43	0.196	1.10	1.00	0.221	No
13	2.60	48.87	20.60	28.27	0.97	0.283	1.43	0.198	1.10	1.00	0.218	No
14	2.80	52.74	22.56	30.18	0.97	0.285	1.43	0.200	1.10	1.00	0.223	No
15	3.00	56.57	24.52	32.04	0.96	0.287	1.43	0.201	1.10	1.00	0.228	No
16	3.20	60.24	26.49	33.75	0.96	0.289	1.43	0.202	1.10	1.00	0.236	No
17	3.40	63.94	28.45	35.49	0.95	0.290	1.43	0.203	1.10	1.00	0.236	No
18	3.60	67.67	30.41	37.26	0.95	0.292	1.43	0.204	1.10	1.00	0.234	No
19	3.80	71.41	32.37	39.03	0.95	0.293	1.43	0.205	1.10	1.00	0.237	No
20	4.00	75.12	34.34	40.78	0.94	0.293	1.43	0.205	1.09	1.00	0.240	No
21	4.20	78.86	36.30	42.56	0.94	0.294	1.43	0.206	1.09	1.00	0.238	No
22	4.40	82.61	38.26	44.35	0.93	0.294	1.43	0.206	1.08	1.00	0.242	No
23	4.60	86.43	40.22	46.21	0.93	0.294	1.43	0.206	1.08	1.00	0.238	No
24	4.80	90.29	42.18	48.11	0.93	0.294	1.43	0.206	1.09	1.00	0.231	No
25	5.00	94.21	44.15	50.07	0.92	0.293	1.43	0.205	1.08	1.00	0.231	No
26	5.20	98.05	46.11	51.94	0.92	0.293	1.43	0.205	1.07	1.00	0.238	No
27	5.40	101.89	48.07	53.82	0.91	0.292	1.43	0.205	1.07	1.00	0.241	No
28	5.60	105.73	50.03	55.70	0.91	0.292	1.43	0.204	1.06	1.00	0.239	No
29	5.80	109.62	51.99	57.62	0.91	0.291	1.43	0.204	1.07	1.00	0.233	No
30	6.00	113.54	53.95	59.59	0.90	0.290	1.43	0.203	1.06	1.00	0.237	No
31	6.20	117.46	55.92	61.54	0.90	0.289	1.43	0.202	1.05	1.00	0.239	No
32	6.40	121.39	57.88	63.51	0.89	0.288	1.43	0.202	1.05	1.00	0.238	No
33	6.60	125.31	59.84	65.47	0.89	0.287	1.43	0.201	1.05	1.00	0.238	No
34	6.80	129.22	61.80	67.41	0.88	0.286	1.43	0.200	1.05	1.00	0.237	No
35	7.00	133.08	63.77	69.31	0.88	0.285	1.43	0.199	1.04	1.00	0.241	No
36	7.20	136.86	65.73	71.13	0.87	0.284	1.43	0.199	1.03	1.00	0.246	No
37	7.40	140.68	67.69	72.99	0.87	0.283	1.43	0.198	1.03	1.00	0.244	No
38	7.60	144.56	69.65	74.90	0.86	0.282	1.43	0.197	1.03	1.00	0.239	No
39	7.80	148.43	71.61	76.82	0.86	0.281	1.43	0.197	1.03	1.00	0.236	No
40	8.00	152.38	73.58	78.81	0.86	0.279	1.43	0.196	1.03	1.00	0.235	No
41	8.20	156.36	75.54	80.82	0.85	0.278	1.43	0.195	1.03	1.00	0.228	No
42	8.40	160.33	77.50	82.83	0.85	0.277	1.43	0.194	1.02	1.00	0.232	No
43	8.60	164.25	79.46	84.79	0.84	0.275	1.43	0.193	1.02	1.00	0.233	No
44	8.80	168.13	81.42	86.70	0.84	0.274	1.43	0.192	1.02	1.00	0.237	No
45	9.00	171.92	83.39	88.54	0.83	0.273	1.43	0.191	1.01	1.00	0.243	No
46	9.20	175.77	85.35	90.42	0.83	0.272	1.43	0.190	1.01	1.00	0.238	No
47	9.40	179.63	87.31	92.32	0.82	0.270	1.43	0.189	1.01	1.00	0.237	No
48	9.60	183.51	89.27	94.24	0.82	0.269	1.43	0.188	1.01	1.00	0.235	No

:: Cyclic Stress Ratio fully adjusted (CSR*) calculation data :: (continued)

Point ID	Depth (m)	σ_v (KPa)	u_0 (KPa)	σ_v' (KPa)	r_d	CSR	MSF	CSR_{eq}	K_σ	User FS	CSR^*	Belongs to transition
49	9.80	187.38	91.23	96.14	0.81	0.268	1.43	0.187	1.01	1.00	0.235	No
50	10.00	191.20	93.19	98.01	0.81	0.266	1.43	0.186	1.00	1.00	0.238	No
51	10.20	195.05	95.16	99.89	0.80	0.265	1.43	0.185	1.00	1.00	0.239	No
52	10.40	198.88	97.12	101.76	0.80	0.264	1.43	0.185	1.00	1.00	0.238	No
53	10.60	202.75	99.08	103.67	0.79	0.262	1.43	0.184	1.00	1.00	0.235	No
54	10.80	206.66	101.04	105.62	0.79	0.261	1.43	0.183	1.00	1.00	0.234	No
55	11.00	210.62	103.00	107.62	0.78	0.259	1.43	0.181	0.99	1.00	0.227	No
56	11.20	214.59	104.97	109.62	0.78	0.258	1.43	0.180	0.99	1.00	0.227	No
57	11.40	218.49	106.93	111.56	0.77	0.256	1.43	0.179	0.99	1.00	0.231	No
58	11.60	222.43	108.89	113.54	0.77	0.255	1.43	0.178	0.99	1.00	0.226	No
59	11.80	226.38	110.85	115.52	0.76	0.253	1.43	0.177	0.99	1.00	0.226	No
60	12.00	230.32	112.81	117.50	0.76	0.252	1.43	0.176	0.98	1.00	0.223	No
61	12.20	234.30	114.78	119.52	0.76	0.250	1.43	0.175	0.98	1.00	0.219	No
62	12.40	238.30	116.74	121.56	0.75	0.249	1.43	0.174	0.98	1.00	0.217	No
63	12.60	242.30	118.70	123.60	0.75	0.247	1.43	0.173	0.98	1.00	0.218	No
64	12.80	246.29	120.66	125.63	0.74	0.246	1.43	0.172	0.98	1.00	0.215	No
65	13.00	250.27	122.63	127.65	0.74	0.244	1.43	0.171	0.98	1.00	0.219	No
66	13.20	254.22	124.59	129.64	0.73	0.243	1.43	0.170	0.97	1.00	0.220	No
67	13.40	258.18	126.55	131.63	0.73	0.241	1.43	0.169	0.97	1.00	0.218	No
68	13.60	262.01	128.51	133.50	0.72	0.240	1.43	0.168	0.97	1.00	0.222	No
69	13.80	265.83	130.47	135.36	0.72	0.238	1.43	0.167	0.97	1.00	0.223	No
70	14.00	269.63	132.44	137.19	0.71	0.237	1.43	0.166	0.97	1.00	0.223	No
71	14.20	273.50	134.40	139.10	0.71	0.236	1.43	0.165	0.97	1.00	0.217	No
72	14.40	277.41	136.36	141.05	0.70	0.234	1.43	0.164	0.97	1.00	0.217	No
73	14.60	281.26	138.32	142.94	0.70	0.233	1.43	0.163	0.97	1.00	0.216	No
74	14.80	285.15	140.28	144.86	0.70	0.231	1.43	0.162	0.97	1.00	0.216	No
75	15.00	289.13	142.25	146.89	0.69	0.230	1.43	0.161	0.97	1.00	0.217	No
76	15.20	293.25	144.21	149.05	0.69	0.228	1.43	0.160	0.96	1.00	2.000	No
77	15.40	297.40	146.17	151.23	0.68	0.227	1.43	0.159	0.90	1.00	2.000	No
78	15.60	300.14	148.13	152.01	0.68	0.226	1.43	0.158	0.95	1.00	2.000	No

Abbreviations

Depth: Depth from free surface, at which CPT was performed (m)
σ_v: Total overburden pressure at test point (KPa)
u_0: Water pressure at test point (KPa)
σ_v': Effective overburden pressure based on GWT during earthquake (KPa)
r_d: Nonlinear shear mass factor
CSR: Cyclic Stress Ratio
MSF: Magnitude Scaling Factor
CSR_{eq}: CSR adjusted for M=7.5
K_σ: Effective overburden stress factor
CSR^*: CSR fully adjusted

:: Cyclic Resistance Ratio (CRR) calculation data ::

Point ID	Depth (m)	q_t (MPa)	FC (%)	Ic	m	C_N	q_{c1N}	Δq_{c1N}	$q_{c1N,cs}$	$CRR_{7.5}$	Belongs to trans. layer	Clay-like behaviour	FS
1	0.20	0.50	100.00	3.48	0.59	1.70	8.39	0.00	8.39	4.000	No	Yes	2.00
2	0.40	2.95	64.81	2.52	0.47	1.70	49.49	63.87	113.36	4.000	No	No	2.00
3	0.60	7.95	15.82	1.91	0.38	1.70	133.38	28.67	162.05	0.394	No	No	2.00
4	0.80	2.27	97.04	2.93	0.49	1.70	38.09	0.00	38.09	4.000	No	Yes	2.00
5	1.00	5.70	26.00	2.04	0.41	1.70	95.63	48.63	144.27	0.255	No	No	1.63
6	1.20	3.76	52.61	2.37	0.44	1.70	63.08	63.82	126.90	0.189	No	No	1.06
7	1.40	1.89	74.06	2.64	0.52	1.70	31.71	0.00	31.71	4.000	No	Yes	2.00
8	1.60	3.27	66.26	2.54	0.46	1.70	54.86	65.76	120.62	0.173	No	No	0.88
9	1.80	1.80	73.22	2.63	0.52	1.70	30.20	0.00	30.20	4.000	No	Yes	2.00
10	2.00	1.70	94.16	2.89	0.52	1.70	28.52	0.00	28.52	4.000	No	Yes	2.00
11	2.20	2.49	80.19	2.71	0.48	1.70	41.78	0.00	41.78	4.000	No	Yes	2.00
12	2.40	2.39	86.75	2.80	0.49	1.70	40.10	0.00	40.10	4.000	No	Yes	2.00
13	2.60	2.79	84.61	2.77	0.47	1.70	46.81	0.00	46.81	4.000	No	Yes	2.00
14	2.80	2.49	87.61	2.81	0.48	1.70	41.78	0.00	41.78	4.000	No	Yes	2.00
15	3.00	2.20	89.92	2.84	0.50	1.70	36.91	0.00	36.91	4.000	No	Yes	2.00
16	3.20	1.62	90.60	2.84	0.52	1.70	27.18	0.00	27.18	4.000	No	Yes	2.00
17	3.40	1.72	91.21	2.85	0.52	1.70	28.86	0.00	28.86	4.000	No	Yes	2.00
18	3.60	2.11	82.30	2.74	0.50	1.66	34.51	0.00	34.51	4.000	No	Yes	2.00
19	3.80	2.01	84.86	2.77	0.51	1.63	32.28	0.00	32.28	4.000	No	Yes	2.00
20	4.00	1.91	85.93	2.79	0.52	1.60	30.16	0.00	30.16	4.000	No	Yes	2.00
21	4.20	2.33	77.52	2.68	0.50	1.55	35.58	0.00	35.58	4.000	No	Yes	2.00
22	4.40	2.03	86.40	2.79	0.51	1.53	30.65	0.00	30.65	4.000	No	Yes	2.00
23	4.60	2.52	81.88	2.74	0.50	1.48	36.77	0.00	36.77	4.000	No	Yes	2.00
24	4.80	3.31	70.27	2.59	0.48	1.42	46.55	64.23	110.78	0.153	No	No	0.67
25	5.00	3.31	76.79	2.67	0.48	1.40	45.67	0.00	45.67	4.000	No	Yes	2.00
26	5.20	2.83	77.20	2.68	0.49	1.39	38.83	0.00	38.83	4.000	No	Yes	2.00
27	5.40	2.63	81.01	2.73	0.50	1.37	35.65	0.00	35.65	4.000	No	Yes	2.00
28	5.60	2.92	76.10	2.66	0.49	1.34	38.73	0.00	38.73	4.000	No	Yes	2.00
29	5.80	3.61	69.42	2.58	0.48	1.31	46.60	64.07	110.67	0.153	No	No	0.66
30	6.00	3.22	80.62	2.72	0.49	1.29	41.14	0.00	41.14	4.000	No	Yes	2.00
31	6.20	3.03	83.43	2.76	0.49	1.28	38.24	0.00	38.24	4.000	No	Yes	2.00
32	6.40	3.23	82.63	2.75	0.49	1.26	40.05	0.00	40.05	4.000	No	Yes	2.00
33	6.60	3.23	81.80	2.73	0.49	1.24	39.49	0.00	39.49	4.000	No	Yes	2.00
34	6.80	3.43	77.93	2.69	0.49	1.22	41.28	0.00	41.28	4.000	No	Yes	2.00
35	7.00	3.03	80.89	2.72	0.50	1.21	36.16	0.00	36.16	4.000	No	Yes	2.00
36	7.20	2.46	84.31	2.77	0.52	1.20	29.18	0.00	29.18	4.000	No	Yes	2.00
37	7.40	2.66	85.73	2.78	0.51	1.18	31.07	0.00	31.07	4.000	No	Yes	2.00
38	7.60	3.35	77.86	2.69	0.49	1.16	38.39	0.00	38.39	4.000	No	Yes	2.00
39	7.80	3.64	74.31	2.64	0.49	1.14	41.12	0.00	41.12	4.000	No	Yes	2.00
40	8.00	3.64	82.46	2.74	0.49	1.13	40.60	0.00	40.60	4.000	No	Yes	2.00
41	8.20	4.43	74.63	2.65	0.47	1.11	48.60	0.00	48.60	4.000	No	Yes	2.00
42	8.40	4.04	79.77	2.71	0.48	1.10	43.91	0.00	43.91	4.000	No	Yes	2.00
43	8.60	3.94	76.22	2.67	0.48	1.09	42.39	0.00	42.39	4.000	No	Yes	2.00
44	8.80	3.45	79.72	2.71	0.50	1.08	36.80	0.00	36.80	4.000	No	Yes	2.00
45	9.00	2.47	92.23	2.87	0.53	1.07	26.17	0.00	26.17	4.000	No	Yes	2.00
46	9.20	3.08	84.65	2.77	0.51	1.06	32.22	0.00	32.22	4.000	No	Yes	2.00
47	9.40	3.28	83.01	2.75	0.51	1.05	33.93	0.00	33.93	4.000	No	Yes	2.00
48	9.60	3.47	81.80	2.74	0.50	1.04	35.51	0.00	35.51	4.000	No	Yes	2.00

:: Cyclic Resistance Ratio (CRR) calculation data :: (continued)

Point ID	Depth (m)	q_t (MPa)	FC (%)	Ic	m	C_N	q_{c1N}	Δq_{c1N}	$q_{c1N,cs}$	$CRR_{7.5}$	Belongs to trans. layer	Clay-like behaviour	FS
49	9.80	3.47	81.00	2.73	0.50	1.03	35.16	0.00	35.16	4.000	No	Yes	2.00
50	10.00	2.79	90.89	2.85	0.52	1.02	28.02	0.00	28.02	4.000	No	Yes	2.00
51	10.20	2.50	99.41	2.96	0.53	1.01	24.86	0.00	24.86	4.000	No	Yes	2.00
52	10.40	2.60	96.80	2.92	0.53	1.00	25.60	0.00	25.60	4.000	No	Yes	2.00
53	10.60	2.90	94.47	2.89	0.52	0.99	28.28	0.00	28.28	4.000	No	Yes	2.00
54	10.80	3.09	95.26	2.90	0.52	0.98	29.85	0.00	29.85	4.000	No	Yes	2.00
55	11.00	4.07	85.16	2.78	0.49	0.97	39.00	0.00	39.00	4.000	No	Yes	2.00
56	11.20	3.98	86.60	2.80	0.49	0.96	37.78	0.00	37.78	4.000	No	Yes	2.00
57	11.40	3.20	94.10	2.89	0.51	0.95	30.06	0.00	30.06	4.000	No	Yes	2.00
58	11.60	3.98	85.43	2.78	0.50	0.95	37.12	0.00	37.12	4.000	No	Yes	2.00
59	11.80	3.79	89.41	2.83	0.50	0.94	35.03	0.00	35.03	4.000	No	Yes	2.00
60	12.00	4.18	83.07	2.75	0.49	0.93	38.35	0.00	38.35	4.000	No	Yes	2.00
61	12.20	4.79	79.45	2.71	0.48	0.92	43.67	0.00	43.67	4.000	No	Yes	2.00
62	12.40	4.99	80.37	2.72	0.48	0.92	45.17	0.00	45.17	4.000	No	Yes	2.00
63	12.60	4.69	84.19	2.76	0.48	0.91	42.05	0.00	42.05	4.000	No	Yes	2.00
64	12.80	5.08	78.17	2.69	0.48	0.90	45.26	0.00	45.26	4.000	No	Yes	2.00
65	13.00	4.20	89.49	2.83	0.50	0.89	36.97	0.00	36.97	4.000	No	Yes	2.00
66	13.20	3.82	92.89	2.87	0.51	0.88	33.29	0.00	33.29	4.000	No	Yes	2.00
67	13.40	4.11	89.33	2.83	0.50	0.88	35.59	0.00	35.59	4.000	No	Yes	2.00
68	13.60	3.13	92.76	2.87	0.53	0.87	26.72	0.00	26.72	4.000	No	Yes	2.00
69	13.80	2.54	100.00	3.03	0.54	0.86	21.43	0.00	21.43	4.000	No	Yes	2.00
70	14.00	2.35	100.00	3.07	0.55	0.85	19.65	0.00	19.65	4.000	No	Yes	2.00
71	14.20	3.63	89.27	2.83	0.51	0.85	30.43	0.00	30.43	4.000	No	Yes	2.00
72	14.40	3.24	100.00	2.98	0.52	0.84	26.90	0.00	26.90	4.000	No	Yes	2.00
73	14.60	3.53	89.67	2.83	0.52	0.84	29.15	0.00	29.15	4.000	No	Yes	2.00
74	14.80	3.04	100.00	3.00	0.53	0.83	24.83	0.00	24.83	4.000	No	Yes	2.00
75	15.00	2.36	100.00	3.34	0.55	0.82	18.99	0.00	18.99	4.000	No	Yes	2.00
76	15.20	5.03	98.42	2.94	0.48	0.83	41.23	0.00	41.23	4.000	No	Yes	2.00
77	15.40	15.32	32.19	2.11	0.33	0.88	132.33	65.25	197.58	4.000	No	No	2.00
78	15.60	13.75	0.00	N/A	0.47	0.83	112.02	0.00	112.02	4.000	No	No	2.00

Abbreviations

Depth:	Depth from free surface, at which CPT was performed (m)
q_t:	Total cone resistance
FC:	Fines content (%)
I_c:	Soil behavior type index
m:	Stress exponent
C_N:	Overburden correction factor
q_{c1N}:	Normalized and adjusted cone resistance
Δq_{c1N}:	Cone resistance correction factor due to fines
$q_{c1N,cs}$:	Normalized and adjusted cone resistance
$CRR_{7.5}$:	Cyclic resistance ratio for M_w=7.5
FS:	Factor of safety against soil liquefaction

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::

Depth (m)	FS	F_L	w_z	d_z	LPI	Depth (m)	FS	F_L	w_z	d_z	LPI
0.20	2.00	0.00	9.90	0.20	0.00	0.40	2.00	0.00	9.80	0.20	0.00
0.60	2.00	0.00	9.70	0.20	0.00	0.80	2.00	0.00	9.60	0.20	0.00
1.00	1.63	0.00	9.50	0.20	0.00	1.20	1.06	0.00	9.40	0.20	0.00
1.40	2.00	0.00	9.30	0.20	0.00	1.60	0.88	0.12	9.20	0.20	0.21
1.80	2.00	0.00	9.10	0.20	0.00	2.00	2.00	0.00	9.00	0.20	0.00
2.20	2.00	0.00	8.90	0.20	0.00	2.40	2.00	0.00	8.80	0.20	0.00
2.60	2.00	0.00	8.70	0.20	0.00	2.80	2.00	0.00	8.60	0.20	0.00
3.00	2.00	0.00	8.50	0.20	0.00	3.20	2.00	0.00	8.40	0.20	0.00
3.40	2.00	0.00	8.30	0.20	0.00	3.60	2.00	0.00	8.20	0.20	0.00
3.80	2.00	0.00	8.10	0.20	0.00	4.00	2.00	0.00	8.00	0.20	0.00
4.20	2.00	0.00	7.90	0.20	0.00	4.40	2.00	0.00	7.80	0.20	0.00
4.60	2.00	0.00	7.70	0.20	0.00	4.80	0.67	0.33	7.60	0.20	0.51
5.00	2.00	0.00	7.50	0.20	0.00	5.20	2.00	0.00	7.40	0.20	0.00
5.40	2.00	0.00	7.30	0.20	0.00	5.60	2.00	0.00	7.20	0.20	0.00
5.80	0.66	0.34	7.10	0.20	0.49	6.00	2.00	0.00	7.00	0.20	0.00
6.20	2.00	0.00	6.90	0.20	0.00	6.40	2.00	0.00	6.80	0.20	0.00
6.60	2.00	0.00	6.70	0.20	0.00	6.80	2.00	0.00	6.60	0.20	0.00
7.00	2.00	0.00	6.50	0.20	0.00	7.20	2.00	0.00	6.40	0.20	0.00
7.40	2.00	0.00	6.30	0.20	0.00	7.60	2.00	0.00	6.20	0.20	0.00
7.80	2.00	0.00	6.10	0.20	0.00	8.00	2.00	0.00	6.00	0.20	0.00
8.20	2.00	0.00	5.90	0.20	0.00	8.40	2.00	0.00	5.80	0.20	0.00
8.60	2.00	0.00	5.70	0.20	0.00	8.80	2.00	0.00	5.60	0.20	0.00
9.00	2.00	0.00	5.50	0.20	0.00	9.20	2.00	0.00	5.40	0.20	0.00
9.40	2.00	0.00	5.30	0.20	0.00	9.60	2.00	0.00	5.20	0.20	0.00
9.80	2.00	0.00	5.10	0.20	0.00	10.00	2.00	0.00	5.00	0.20	0.00
10.20	2.00	0.00	4.90	0.20	0.00	10.40	2.00	0.00	4.80	0.20	0.00
10.60	2.00	0.00	4.70	0.20	0.00	10.80	2.00	0.00	4.60	0.20	0.00
11.00	2.00	0.00	4.50	0.20	0.00	11.20	2.00	0.00	4.40	0.20	0.00
11.40	2.00	0.00	4.30	0.20	0.00	11.60	2.00	0.00	4.20	0.20	0.00
11.80	2.00	0.00	4.10	0.20	0.00	12.00	2.00	0.00	4.00	0.20	0.00
12.20	2.00	0.00	3.90	0.20	0.00	12.40	2.00	0.00	3.80	0.20	0.00
12.60	2.00	0.00	3.70	0.20	0.00	12.80	2.00	0.00	3.60	0.20	0.00
13.00	2.00	0.00	3.50	0.20	0.00	13.20	2.00	0.00	3.40	0.20	0.00
13.40	2.00	0.00	3.30	0.20	0.00	13.60	2.00	0.00	3.20	0.20	0.00
13.80	2.00	0.00	3.10	0.20	0.00	14.00	2.00	0.00	3.00	0.20	0.00
14.20	2.00	0.00	2.90	0.20	0.00	14.40	2.00	0.00	2.80	0.20	0.00
14.60	2.00	0.00	2.70	0.20	0.00	14.80	2.00	0.00	2.60	0.20	0.00
15.00	2.00	0.00	2.50	0.20	0.00	15.20	2.00	0.00	2.40	0.20	0.00
15.40	2.00	0.00	2.30	0.20	0.00	15.60	2.00	0.00	2.20	0.20	0.00

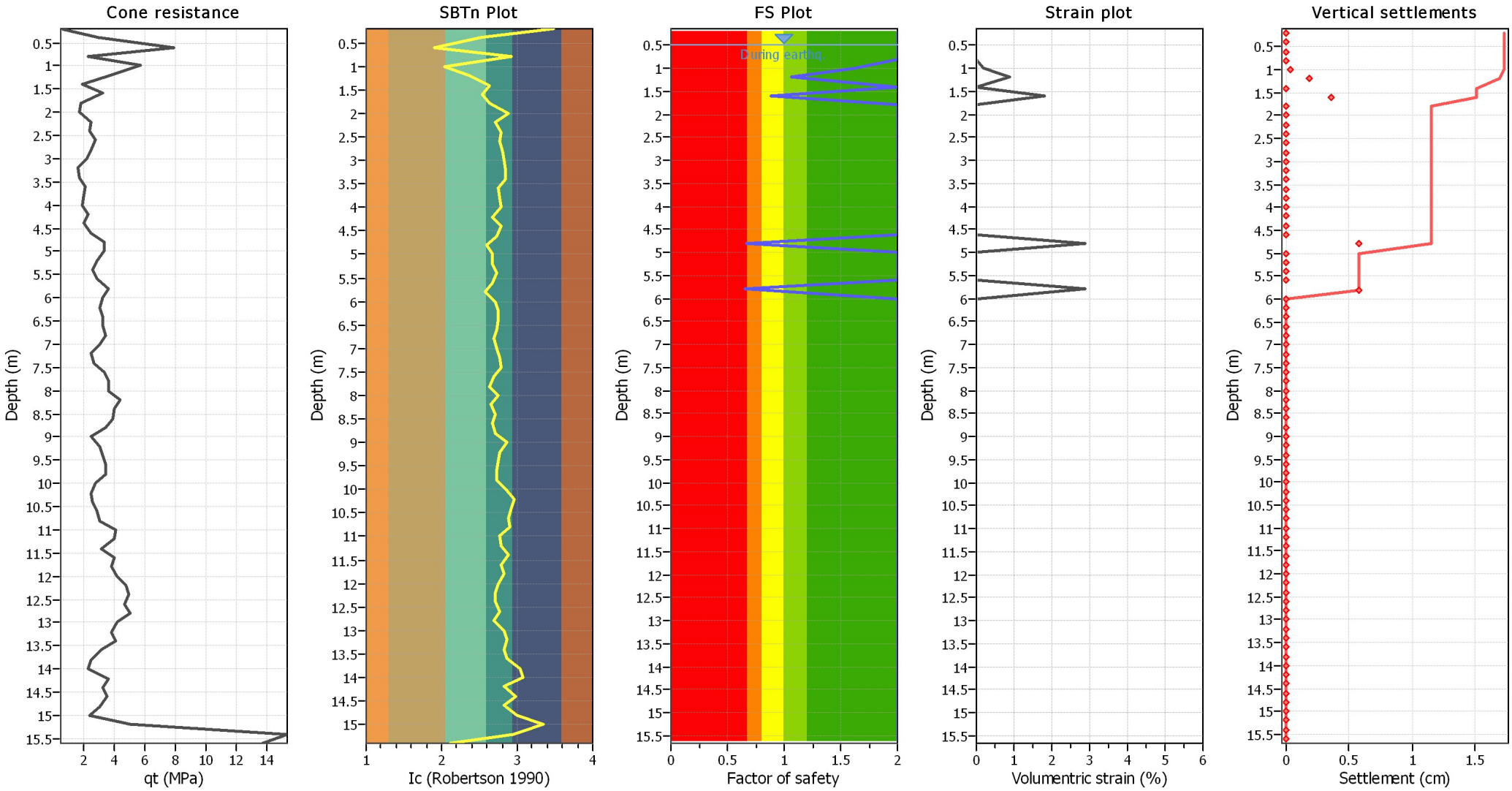
Overall liquefaction potential: 1.21

LPI = 0.00 - Liquefaction risk very low
LPI between 0.00 and 5.00 - Liquefaction risk low
LPI between 5.00 and 15.00 - Liquefaction risk high
LPI > 15.00 - Liquefaction risk very high

Abbreviations

FS: Calculated factor of safety for test point
F_L: 1 - FS
w_z: Function value of the extend of soil liquefaction according to depth
d_z: Layer thickness (m)
LPI: Liquefaction potential index value for test point

Estimation of post-earthquake settlements



Abbreviations

q_t:	Total cone resistance (cone resistance q_c corrected for pore water effects)
I_c:	Soil Behaviour Type Index
FS:	Calculated Factor of Safety against liquefaction
Volumentric strain:	Post-liquefaction volumentric strain

Report indagini geofisiche

Committente:

Dott. Geol. Piero Cavarocchi
Via Murri 44
Bologna (BO)

Cantiere:

Indagini geofisiche eseguite nel Comune di Ozzano dell'Emilia in Via Sant'Andrea

Servizi Geotecnici
Raffaele Scircoli via Nazionale Toscana, 16
40068 San Lazzaro di Savena (Bo)
tel 3474663105

SOMMARIO

PREMESSE 3
ELABORAZIONE MASW/REMI 5
CONCLUSIONI 8

PREMESSE

Su incarico del dott. Piero Cavarocchi sono state eseguite le seguenti prove geofisiche:

- N° 1 Array lineare con acquisizione attiva e passiva
- N° 1 letture a stazione singola HVSR

Nelle figure seguenti è ubicato il sito d'indagine e la posizione schematica delle stesse.

Figura 1 – Ubicazione dei luoghi e posizione schematica delle indagini eseguite

Figura 2 – Documentazione fotografica

ELABORAZIONE MASW/REMI

Dati sperimentali e risultati ottenuti

Strumentazione utilizzata: Sismografo digitale modello Soil Spy Rosina (Micromed)

Configurazione array lineare:

Numero di geofoni verticali (frq. Propria 4.5 Hz) 9

Spaziatura tra i geofoni: ..... 4.00 m (MASW REMI)

Lunghezza traccia acquisita ..... 1 sec (MASW)

Lunghezza traccia acquisita ..... 2 min (passiva)

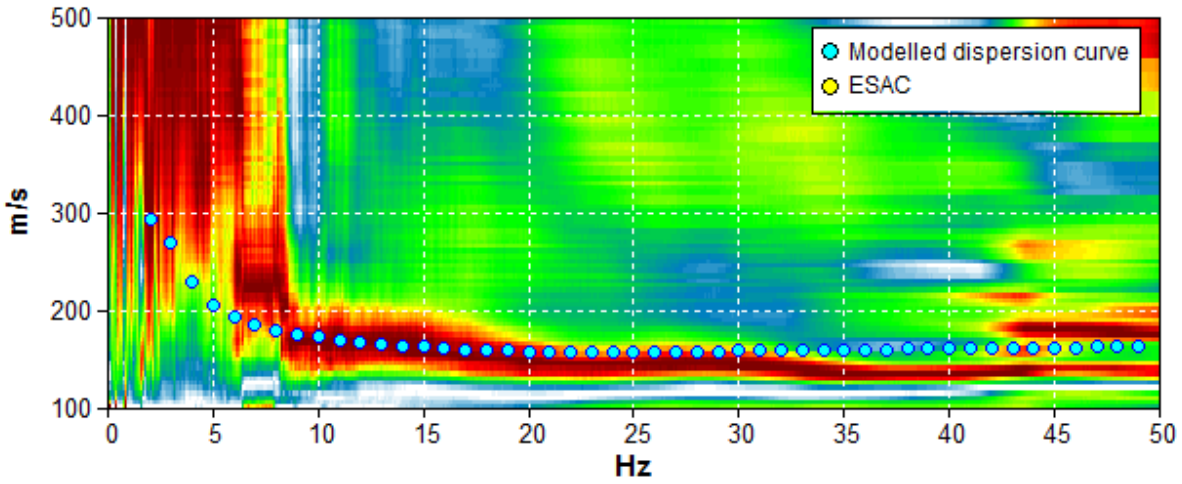


Figura 3 - Spettro di velocità di fase dell'onda di Rayleigh per il profilo sismico eseguito in array

Dati sperimentali misure HVSR e risultati

Strumento:	TROMINO MODELLO 3G
Durata registrazione:	0h20'00''.
Freq. campionamento:	512 Hz
Lunghezza finestre:	20 s
Tipo di lisciamento:	Triangular window
Lisciamento:	10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE HVSR

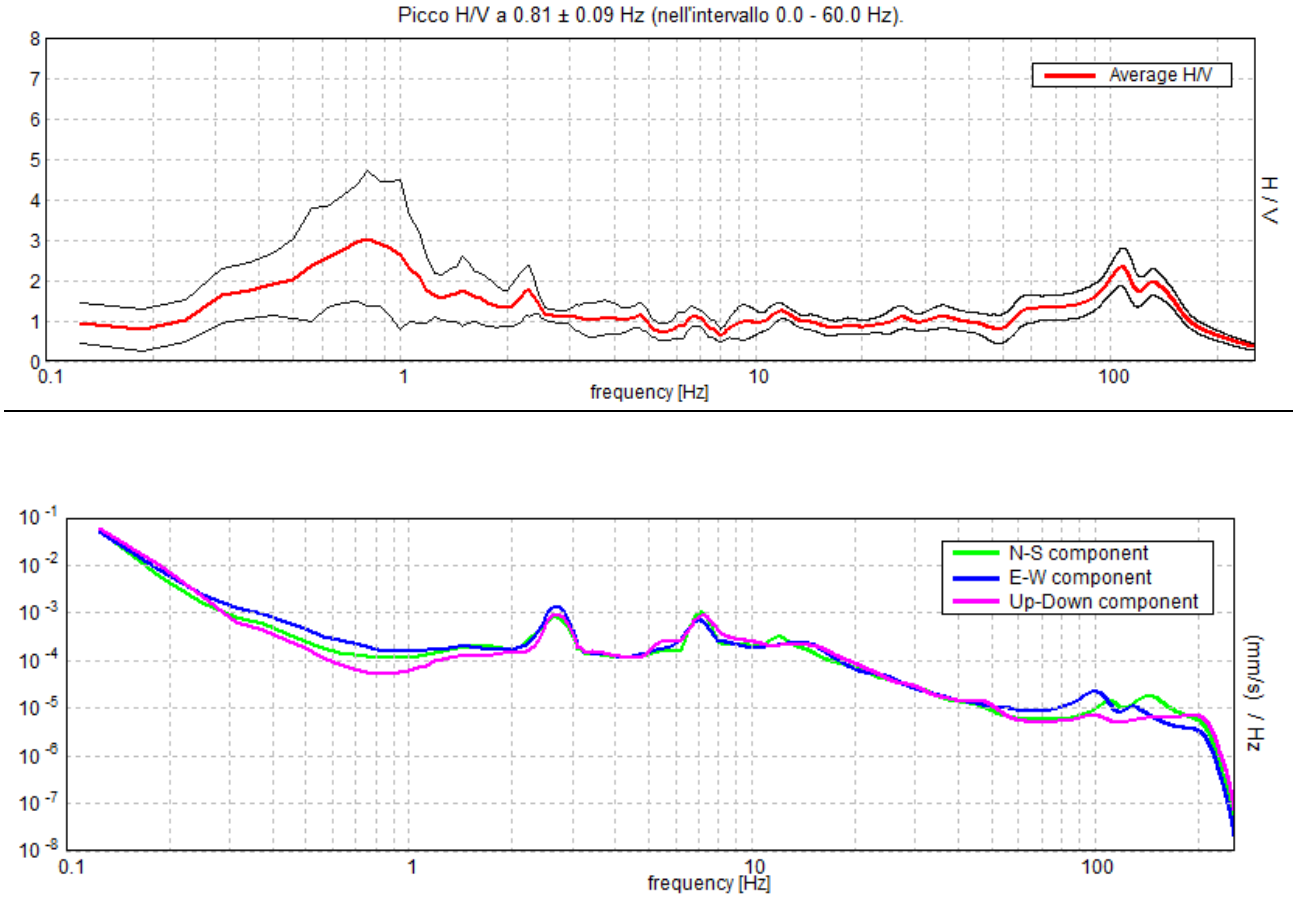
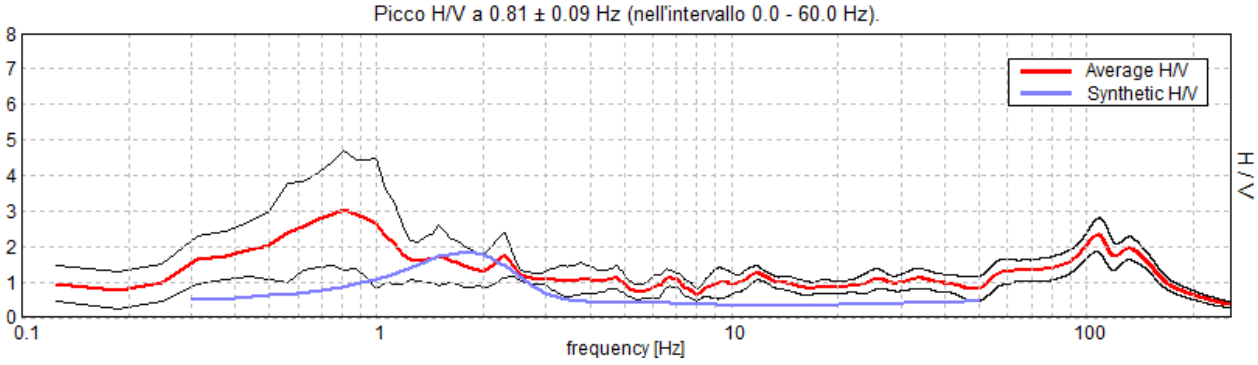


Figura 4– **Curva H/V (HVSR) registrata nel sito in esame**

Si nota la presenza di un picco esteso tra 0.7 e circa 3 Hz, dovuto al contrasto di rigidezza tra i materiali limoso/argillosi superficiali e le sottostanti ghiaie. Il picco risulta disturbato alle frequenza di 2.7 e 7 Hz dovuto alla probabile presenza di onde superficiali direzionali (autoclave, motori ecc)

Modello di sottosuolo



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1.00	1.00	214	0.42
5.00	4.00	155	0.49
14.00	9.00	188	0.49
24.00	10.00	220	0.49
34.00	10.00	280	0.49
inf.	inf.	330	0.49

Vs(0.0-30.0)=207m/s

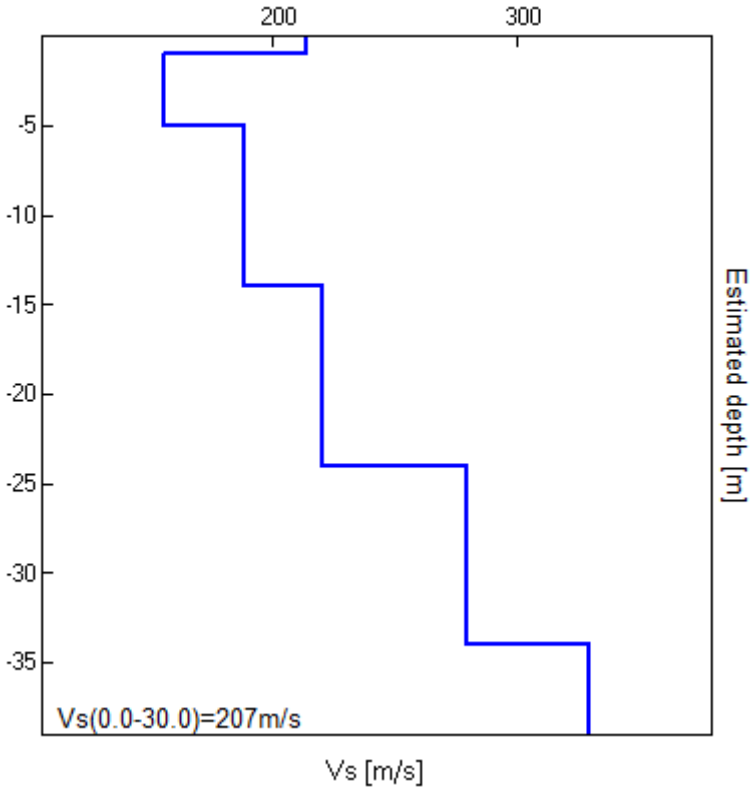


Figura 5 – modello di velocità delle onde di taglio S derivato da fit congiunto con acquisizione attiva, passiva e tecnica H/V.

CONCLUSIONI

L'analisi congiunta delle tecniche di acquisizione utilizzate, ha permesso sia di ricostruire il profilo verticale di velocità delle onde S nel sito in esame, sia di individuare la presenza di contrasti di impedenza-rigidezza nel sottosuolo medesimo.
Il profilo sismico (MASW, REMI) e la relativa elaborazione ha permesso di ricostruire il modello delle velocità delle onde di taglio fino ad una profondità di circa 20-22 m dal piano campagna. L'estensione in profondità è stata eseguita utilizzando l'analisi congiunta con le acquisizioni HVSR. La Vs30 [m/s] relativa alla quota del piano campagna è risultata di 207 m/s.

elaborazione delle prove a cura del dott. Rocco Carbonella in data 06/02/2017