COMUNE DI OZZANO DELL'EMILIA

Progetto relativo al Piano Urbanistico Attuativo (PUA) con valenza di Permesso di Costruire relativo all'Ambito ANS C 2.1 "EX ELLEBIGI" via dell'Ambiente - Comune di Ozzano dell'Emilia

PROGETTISTA ARCHITETTONICO

Arch. Roberto Gresleri
Arch. Lorenzo Gresleri
Via S. Stefano, 28
40125 Bologna

PROGETTISTA OPERE DI URBANIZZAZIONE
DIREZIONE LAVORI GENERALE

Ing. Stefano Marzadori
Via Gyula, 43
Budrio (BO)

PROPRIETA'

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

RELAZIONE GEOLOGICA

Dott. Geol. Piero Cavarocchi
Dott. Geol. Riccardo Galassi

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

OGGETTO:

RELAZIONE GEOLOGICA

SCALA

TAVOLA N°

10.1

REV.	DATA	DESCRIZIONE
1°	21/09/2018	
2°		
3°		
4°		
5°		
6°		

N° ARCHIVIO:

INDICE

- RELAZIONE GEOLOGICA
- PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CTP: GRAFICI
- PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CTP: DATI
- RELAZIONE GEOFISICA

CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA

COMUNE DI OZZANO DELL'EMILIA

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

Committente: Grande Sole srl – Budrio (BO)

I Professionisti incaricati: Dott. Geol. Piero Cavarocchi

Dott. Geol. Riccardo Galassi

Bologna, ottobre 2017

OGGETTO DELL'INDAGINE

Oggetto dell'incarico professionale: relazione geologica di supporto all'inserimento di un'area all'interno del POC 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.

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

Si tratta di un'area che attualmente ospita un fabbricato industriale in cui l'attività produttiva è terminata da diversi anni (e di cui è prevista la demolizione), da un'ampia area asfaltata che lo circonda e da una meno estesa zona verso nord occupata da campi coltivati.
La foto aerea sottostante rende l'idea dello stato attuale dei luoghi.

Fig. 2 – stato attuale dei luoghi da foto aerea

Riferimento CTR: Sezione n° 221100 (IDICE)
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: l'area ricade in una zona costituita in superficie da sedimenti in prevalenza fini (limi prevalenti ed argille) nella porzione occidentale e limoso sabbiosi nella estrema porzione orientale (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.

In particolare l'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.
Nell'area in studio vengono indicati in superficie sedimenti limoso argillosi.
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)

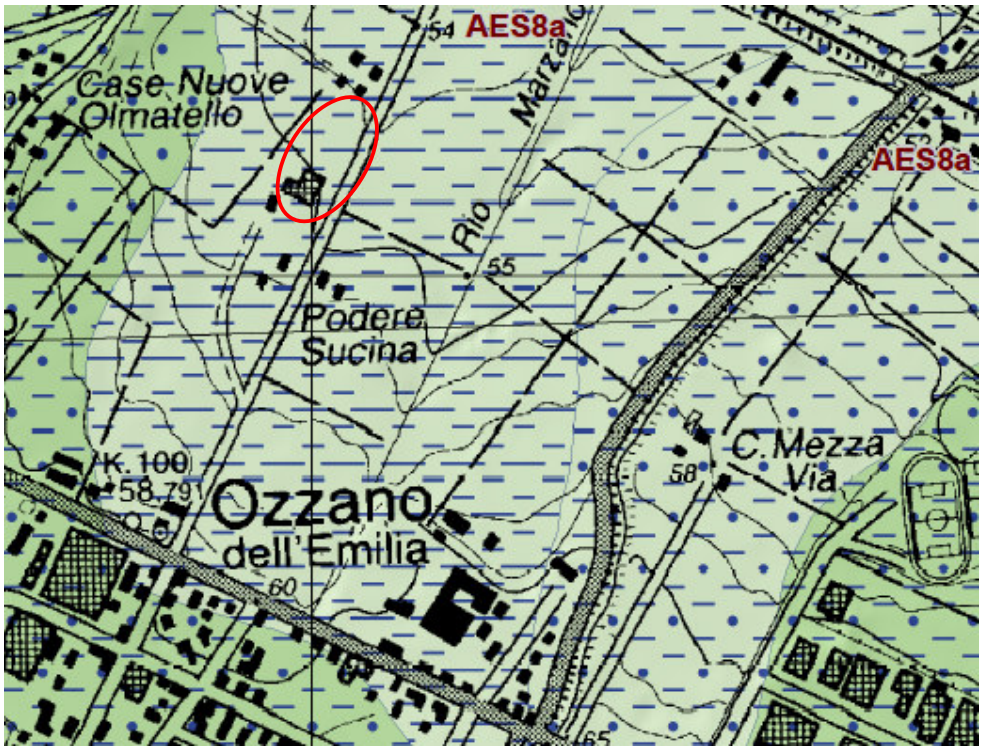


Fig. 3: cartografia geologica estratta dal sito web del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna

Al di sotto dello spessore superficiale riconducibile alle coperture quaternarie si rinvengono depositi appartenenti alla Formazione delle Sabbie di Imola – membro di Castel S. Pietro.

Morfologia e morfodinamica

L'area si presenta sostanzialmente pianeggiante e priva di tracce di elementi morfologici sepolti.
Come anticipato in precedenza, l'area è occupata da un capannone industriale dismesso (ospitava un'azienda di prodotti caseari che ha terminato l'attività intorno al 2003) circondato da un'ampia zona asfaltata. Quest'area produttiva rappresenta la gran parte del lotto oggetto di questa relazione: verso nord e al di là della recinzione che la delimita è compresa nel lotto una fascia di terreno agricolo che si estende fino al ristretto nucleo abitato ben visibile nella documentazione fotografica riportata in questo documento.
Si segnala che la quota del pc dell'area asfaltata e del capannone industriale è più elevata di circa 60-70 cm rispetto a quella delle zone agricole circostanti: questo a causa della stesa di uno strato di stabilizzato grossolano e dell'asfalto propedeutico all'insediamento dell'area produttiva.
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 a profondità minori di 6 metri dal p.c.

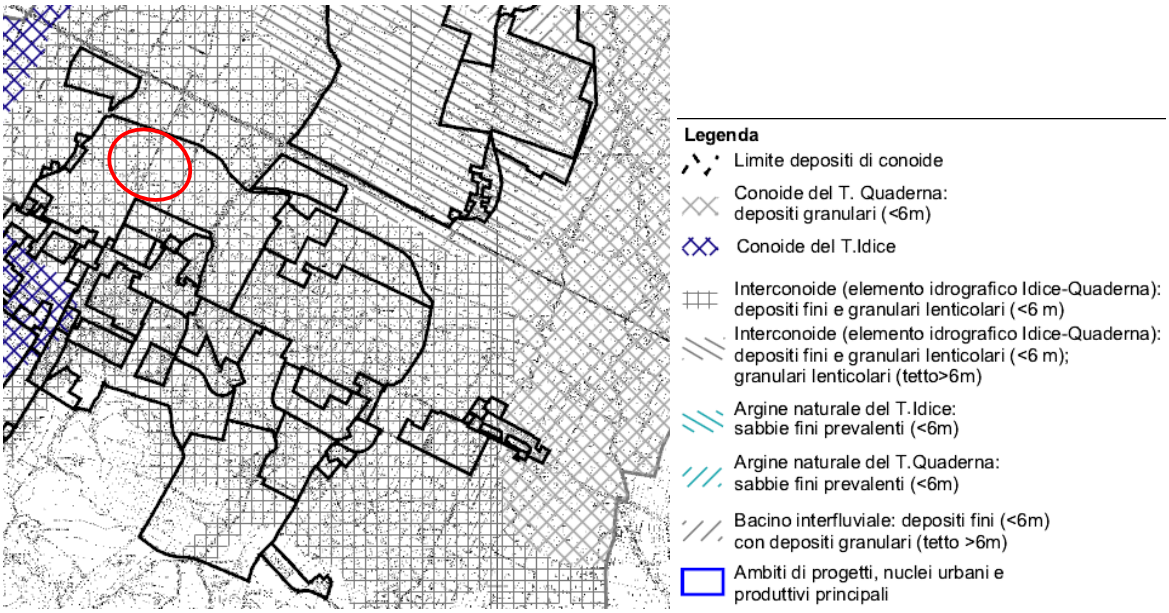


Fig. 4: interpretazione paleogeografica del territorio comunale di Ozzano dell'Emilia (dalla Fig. 1.3.1 inserita nell'elaborato OZ.B.1.5.REL del PSC comunale)

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 40 m dal p.c.). Facendo riferimento all'area in esame, il livello dinamico della falda più superficiale si attesta intorno ai 19 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.

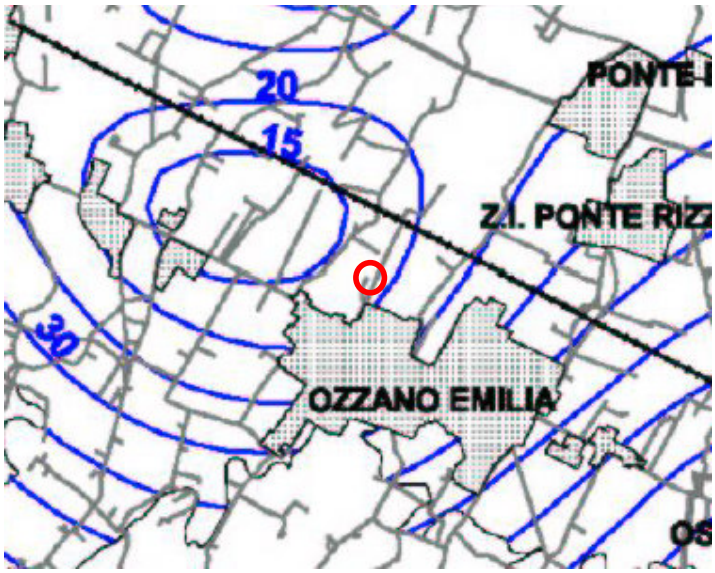


Fig. 5: carta delle isopieze del livello dinamico della falda più superficiale (valori in m slm) del territorio comunale di Ozzano dell'Emilia (dalla Fig. 1.2.1 inserita nell'elaborato B.REL del PSC comunale)

La verifica della presenza di un livello di falda in corrispondenza dell'area in esame si è basata sulla lettura di tre piezometri recentemente installati all'interno di altrettanti sondaggi geognostici eseguiti dagli scriventi in occasione della redazione di una relazione geolgica di supporto all'inserimento di quattro aree all'interno del PUA di Ozzano dell'Emilia: le letture effettuate il giorno 26 ottobre 2017 hanno permesso di evidenziare la presenza di un livello di falda a profondità superiori a 10 metri dal p.c. In un successivo capitolo di questo documento gli aspetti idrogeologici locali sono oggetto di un approfondimento.

DESCRIZIONE DELLE INDAGINI E LORO METODOLOGIA

In questa fase preliminare di indagini, che dovranno essere implementate nelle successive fasi di progettazione degli interventi edificatori previsti, per valutare il comportamento geotecnico dei terreni costituenti il primo sottosuolo dell'area in studio, è stata eseguita un'apposita indagine geognostica consistente in tre prove penetrometriche statiche CPT (Cone Penetration Test) con punta meccanica, queste ultime 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 preliminare del primo sottosuolo e per valutare le caratteristiche geomeccaniche dei possibili terreni di fondazione.
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 CPT sono state spinte a profondità comprese tra 6,6 e 13,4 metri dal p.c. in funzione del ritrovamento di orizzonti grossolani impenetrabili con il tipo di strumentazione utilizzato.

Per l'ubicazione delle prove geognostiche si vedano la planimetria di Fig.6 e le foto che seguono.

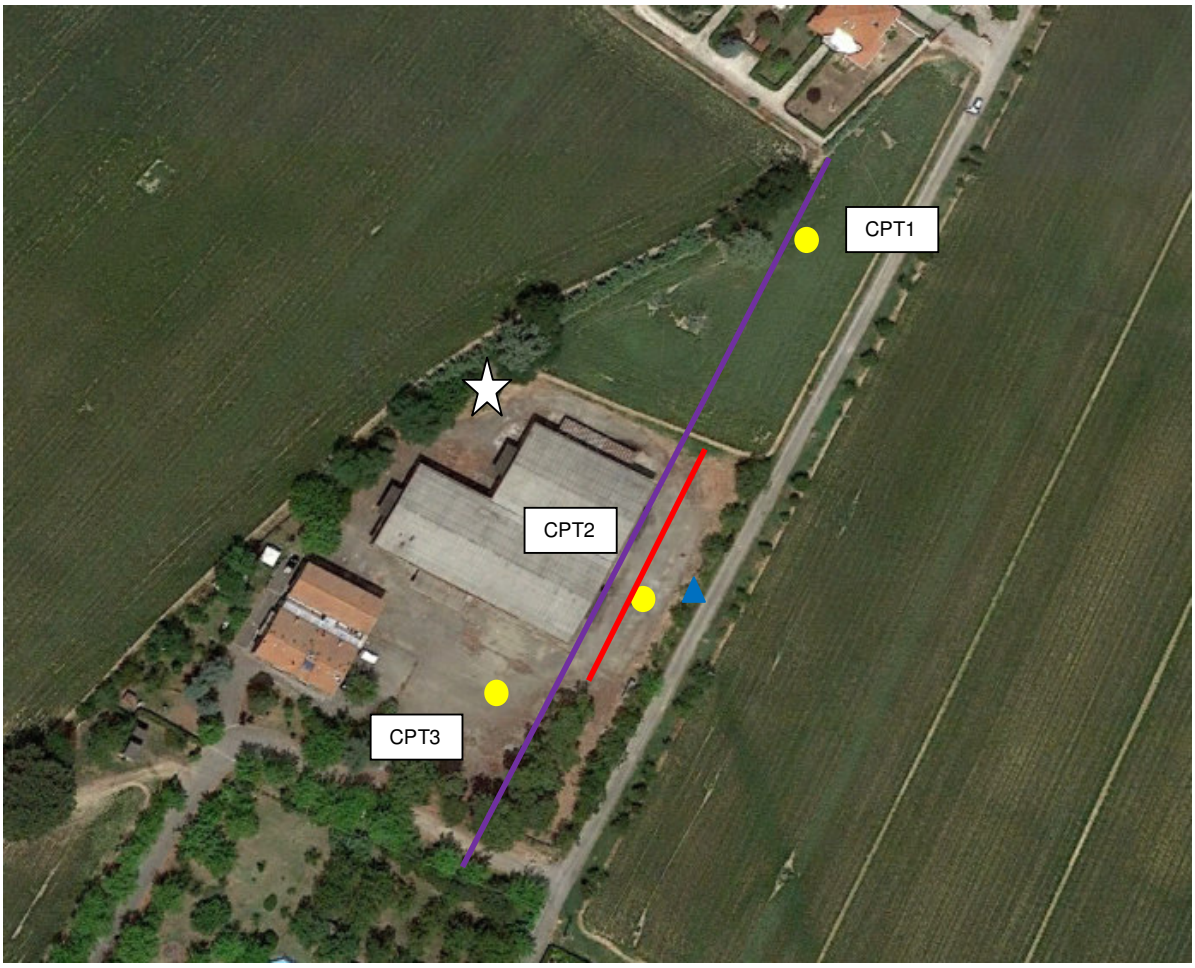


Fig. 6: ubicazione delle prove penetrometriche statiche CPT, della prova HVSR (triangolo blu), della linea della MASW (in rosso) e traccia della sezione di correlazione litologica delle indagini geognostiche (in viola). Con la stella bianca è indicato il punto di esecuzione del pozzo per acqua realizzato nel 1977.

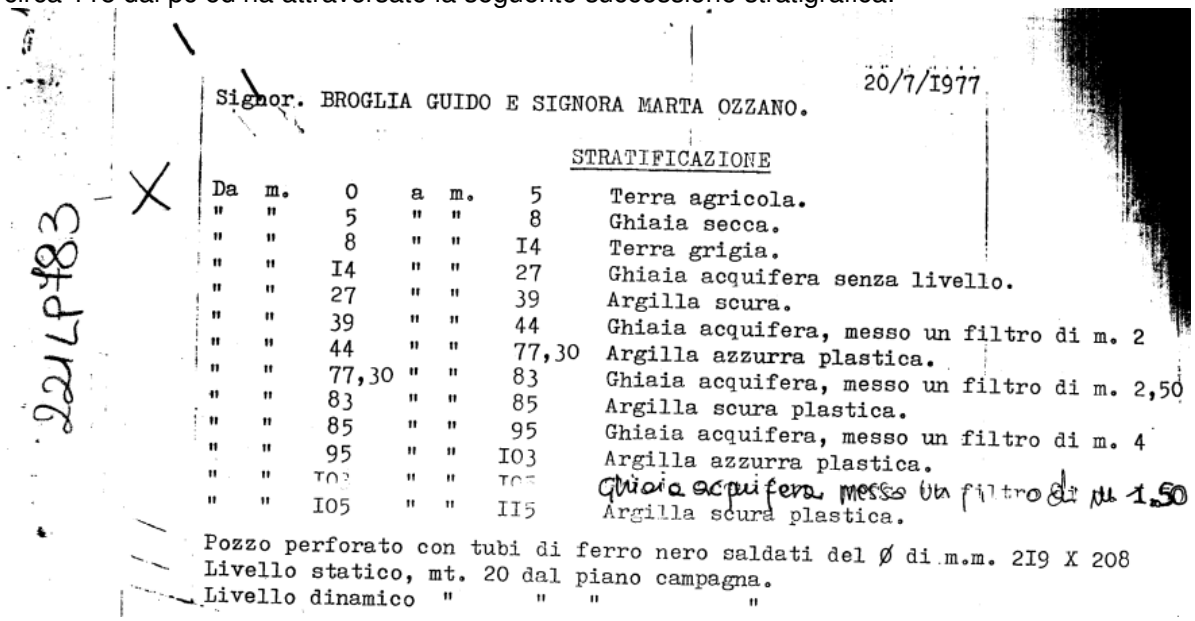
CPT1

CPT2

CPT3

stendimento della MASW

In aggiunta all'apposita campagna geognostica, ulteriori informazioni sulla successione stratigrafica del primo sottosuolo dell'area in esame sono state ricavate dal data base disponibile sul sito web del Servizio Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna: come si può vedere nella figura seguente, nel luglio del 1977 è stato realizzato un sondaggio all'interno dell'area allo scopo di verificare la presenza di una falda utile all'attività artigianale che si svolgeva all'interno del capannone. Il sondaggio, catalogato con la sigla 221LP783, ha raggiunto la profondità di circa 115 dal pc ed ha attraversato la seguente successione stratigrafica:



20/7/1977

Signor. BROGLIA GUIDO E SIGNORA MARTA OZZANO.

221LP783

STRATIFICAZIONE

Da	m.	0	a	m.	5	Terra agricola.
"	"	5	"	"	8	Ghiaia secca.
"	"	8	"	"	I4	Terra grigia.
"	"	I4	"	"	27	Ghiaia acquifera senza livello.
"	"	27	"	"	39	Argilla scura.
"	"	39	"	"	44	Ghiaia acquifera, messo un filtro di m. 2
"	"	44	"	"	77,30	Argilla azzurra plastica.
"	"	77,30	"	"	83	Ghiaia acquifera, messo un filtro di m. 2,50
"	"	83	"	"	85	Argilla scura plastica.
"	"	85	"	"	95	Ghiaia acquifera, messo un filtro di m. 4
"	"	95	"	"	I03	Argilla azzurra plastica.
"	"	I03	"	"	I05	Ghiaia acquifera, messo un filtro di m. 1,50
"	"	I05	"	"	II5	Argilla scura plastica.

Pozzo perforato con tubi di ferro nero saldati del Ø di m.m. 2I9 X 208
Livello statico, mt. 20 dal piano campagna.
Livello dinamico " " " "

Fig. 7: descrizione schematica della successione stratigrafica attraversata in occasione della perforazione per la realizzazione del pozzo per acqua eseguita nel 1977 (dal sito web del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna).

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.

ANALISI DEI RISULTATI

RISULTATI DELL'INDAGINE GEOGNOSTICA

Per la ricostruzione della successione stratigrafica sono stati utilizzati i dati provenienti dalle penetrometrie statiche, che dal confronto dei valori di resistenza alla punta e resistenza laterale permettono di ottenere affidabili interpretazioni litologiche degli strati attraversati.
Le colonne litologiche che sintetizzano l'esito delle prove penetrometriche eseguite sono riportate nelle seguenti tabelle, ove sono distinti i principali intervalli ricostruiti sulla base del diagramma di di Schmertmann (1978) per le CPT (Figura 8).

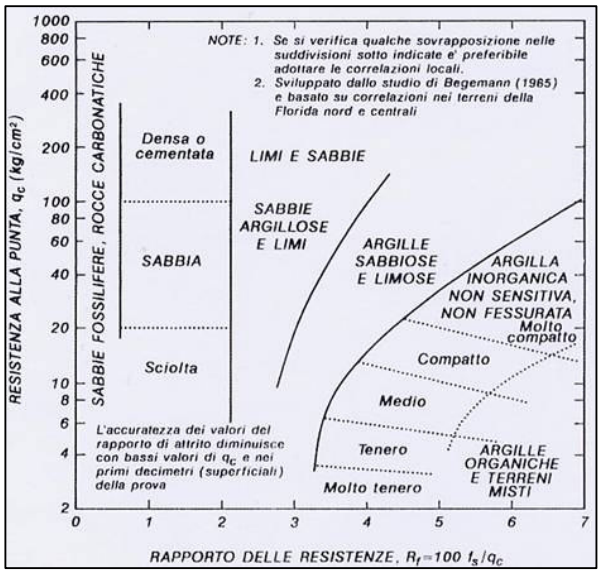


Fig. 8: Diagramma di Schmertmann (1978)

PROVA ...CPT1

Prof. Strato (m)	Descrizione Litologica	Comp. Geotecnico
4.40	Argille inorganiche molto compatte	Coesivo
5.40	Sabbie addensate	Incoerente
5.80	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
8.00	Sabbie addensate con livelli di ghiaie	Incoerente
9.40	Argille sabbiose e limose	Coesivo - Incoerente
10,20	Sabbie sciolte	Incoerente
11.40	Sabbie	Incoerente
12,80	Limi sabbiosi – sabbie limose	Coesivo - Incoerente
13,40	Sabbie addensate con ghiaie	Incoerente

PROVA ...CPT2

Prof. Strato (m)	Descrizione Litologica	Comp. Geotecnico
1.00	Preforo (terreno di riporto)	
3.40	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
4.60	Argille sabbiose e limose	Coesivo - Incoerente
7,40	Sabbie addensate con livelli di ghiaie	Incoerente
8,80	Limi sabbiosi – sabbie limose	Coesivo - Incoerente
10,20	Sabbie	Incoerente
12,00	Argille sabbiose e limose	Coesivo - Incoerente
13,20	Sabbie addensate con ghiaie	Incoerente

PROVA ...CPT3

Prof. Strato (m)	Descrizione Litologica	Comp. Geotecnico
0.80	Preforo (terreno di riporto)	
2.60	Argille sabbiose e limose	Coesivo - Incoerente
4.00	Argilla inorganica molto compatta	Coesivo
4.60	Sabbie	Incoerente
6.00	Limi sabbiosi – sabbie limose	Coesivo - Incoerente
6.60	Sabbie addensate con ghiaie	Incoerente

MODELLO GEOTECNICO
INTERPRETAZIONE E PRESENTAZIONE DEI DATI

Metodologia di Elaborazione.

Per quanto riguarda le penetrometrie statiche, 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)

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 CPT mediante espressioni bibliografiche. Gli intervalli di seguito riportati, suddivisi secondo le caratteristiche geomeccaniche, coincidono con quelli descritti nella ricostruzione litologica della sequenza. 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 Kg/cmq	Fs Kg/cmq	γ Kg/cmq	γsat Kg/cmq	Go Kg/cmq	Eed Kg/cmq	DR (%)	Φ' (°)	Cu Kg/cmq
Strato 1	Argille inorganiche molto compatte	4.40	22	1,5	2,0	2,1	187	44		23	0,7
Strato 2	Sabbie addensate	5.40	66	1,2	1,9	2,0	361	101	58	30	
Strato 3	Argilla inorganica molto compatta	5.80	21	1,3	2,0	2,1	179	40		24	0,7
Strato 4	Sabbie addensate con livelli di ghiaie	8.00	130	0,4	1,9	2,0	320	150	62	32	
Strato 5	Argille sabbiose e limose	9.40	21	0,9	1,8	1,9	181	40		24	0,7
Strato 6	Sabbie sciolte	10,20	18	0,3	1,8	1,9	166	34		29	
Strato 7	Sabbie	11.40	19	0,4	1,8	1,9	172	35		30	
Strato 8	Limi sabbiosi – sabbie limose	12,80	18	0,4	1,9	2,0	162	34		26	0.6
Strato 9	Sabbie addensate con ghiaie	13,40	160	0,1	1,8	1,9	450	210	80	34	

Schematizzazione litologica e tabella riassuntiva dati geomeccanici prova CPT 2

	Litologia	Prof. Base Strato (m)	Qc Kg/cmq	Fs Kg/cmq	γ Kg/cmq	γsat Kg/cmq	Go Kg/cmq	Eed Kg/cmq	DR (%)	Φ' (°)	Cu Kg/cmq
Strato 1	Preforo (terreno di riporto)	1.00									
Strato 2	Argilla inorganica molto compatta	3.40	23	1,3	19	20	180	46		24	0,8
Strato 3	Argille sabbiose e limose	4.60	45	1,7	19	20	250	89	57	27	1.1
Strato 4	Sabbie addensate con livelli di ghiaie	7,40	170	0,2	18	19	300	140	63	32	
Strato 5	Limi sabbiosi – sabbie limose	8,80	17	0,5	19	20	140	40		29	0.6
Strato 6	Sabbie	10,20	10	0,3	18	19	120	35		30	
Strato 7	Argille sabbiose e limose	12,00	14	0,4	19	20	130	38		25	0.5
Strato 8	Sabbie addensate con ghiaie	13,20	250	0,1	18	19	450	260	84	34	

Schematizzazione litologica e tabella riassuntiva dati geomeccanici prova CPT 3

	Litologia	Prof. Base Strato (m)	Qc Kg/cmq	Fs Kg/cmq	γ Kg/cmq	γsat Kg/cmq	Go Kg/cmq	Eed Kg/cmq	DR (%)	Φ' (°)	Cu Kg/cmq
Strato 1	Preforo (terreno di riporto)	0.80									
Strato 2	Argille sabbiose e limose	2.60	12	0,5	19	20	130	40	43	23	0,45
Strato 3	Argilla inorganica molto compatta	4.00	28	1,7	19	20	210	53		26	0,9
Strato 4	Sabbie	4.60	51	0,2	18	19	310	85	59	30	
Strato 5	Limi sabbiosi – sabbie limose	6.00	44	1,0	19	20	270	78	47	26	1,1
Strato 6	Sabbie addensate con ghiaie	6.60	270	0,1	18	19	560	310	85	34	

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

RILIEVO DELLA FALDA

Non essendo riusciti a verificare direttamente il livello della falda all'interno dei fori delle penetrometrie, per ottenere informazioni altrettanto significative dal punto di vista idrogeologico sono stati utilizzati i dati forniti dalle letture di tre piezometri presenti nelle vicinanze dell'area in studio, piezometri installati dagli scriventi a gennaio 2017 in occasione di una campagna geognostica eseguita per l'inserimento di alcuni lotti nel PUA comunale.
La figura seguente mostra l'ubicazione dei piezometri rispetto all'area in esame.

Fig. 9: ubicazione dei piezometri installati nel gennaio 2017 rispetto all'area in studio (cerchiata in rosso).

Le tabelle seguenti mostrano i risultati di queste misure: nella prima vengono riportati i dati riferiti alla profondità del livello statico rispetto al p.c., nella seconda vengono riportati i dati riferiti alla quota del livello del mare (slm).

Livello piezometrico (profondità in m dal p.c. - soggiacenza)

	Profondità piezometro	26/10/17
PZ1	14,0	11,61
PZ2	15,0	10,37
PZ3 (in S4)	15,0	13,61

Livello piezometrico (quota assoluta – m slm)

	Profondità piezometro	26/10/17
PZ1	14,0	45.55
PZ2	15,0	43.96
PZ3 (in S4)	15,0	40.65

Utilizzando il rilievo topografico di dettaglio eseguito nell'ambito della preparazione della documentazione tecnica per la richiesta di immissione nel PUA degli ambiti è stato possibile ricostruire l'andamento della superficie piezometrica nel primo sottosuolo, riferendo le isopieze al livello del mare.
Il loro andamento è illustrato nella fig.10: risulta evidente come il deflusso delle acque sotterranee della falda più superficiale avviene da est verso ovest

Fig. 10 – andamento delle isoipieze (m slm). La freccia indica la direzione del deflusso delle acque sotterranee

Il modello di circolazione sotterranea delle acque, proiettato all'interno dell'area in esame, ci fornisce l'indicazione che il livello della falda superficiale può verosimilmente essere considerato ad una quota di circa 40 metri slm che corrispondono ad una soggiacenza di circa 15 metri dal pc.

MODELLO GEOLITOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

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

Lo schema allegato mostra come lungo la direzione S-N la successione stratigrafica appare essere piuttosto uniforme all'interno dell'area indagata: in superficie è presente un livello di sedimenti a tessitura fine (prevalenti argille con ridotti spessori di argille limose) di spessore medio pari a 4,5 metri al di sotto del quale compare un livello di sedimenti incoerenti costituiti da sabbie prevalenti con sparsi livelli in cui è presente una certa frazione di ghiaie (grado di addensamento non particolarmente elevato). Lo spessore di questo strato si aggira sui 3-3,5 metri, raggiungendo profondità di circa 8 m dal p.c. si segnala che procedendo da N verso S si nota un aumento dell'addensamento dei sedimenti grossolani associato ad una leggera risalita del tetto del deposito incoerente.
Inferiormente si rinvengono sedimenti alternativamente argilloso limosi, sabbioso limosi e limoso sabbiosi con livelli francamente sabbiosi per uno spessore che assume un valore medio pari a circa 5 metri.
All'interno dell'area in studio il secondo livello di sedimenti prevalentemente incoerenti si rinviene a profondità di circa 12-13 metri. Proseguendo verso sud non si hanno notizie dirette sul tetto di questo strato in quanto la penetrometria eseguita in quel settore è stata forzatamente interrotta alla profondità di circa 6,6 metri dal pc a causa dell'intercettamento di un livello di sedimenti

particolarmente addensati.
Al di sotto di questo secondo strato di sedimenti grossolani di cui non si conosce lo spessore, facendo riferimento ai sondaggi a carotaggio continuo eseguiti in un'area limitrofa, dovrebbero comparire sedimenti francamente fini (argille grigio azzurre).
La conferma o meno di questa interpretazione la si potrà ottenere nelle fasi più avanzate della progettazione dei fabbricati previsti all'interno del lotto: 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 più accurata caratterizzazione geomeccanica.

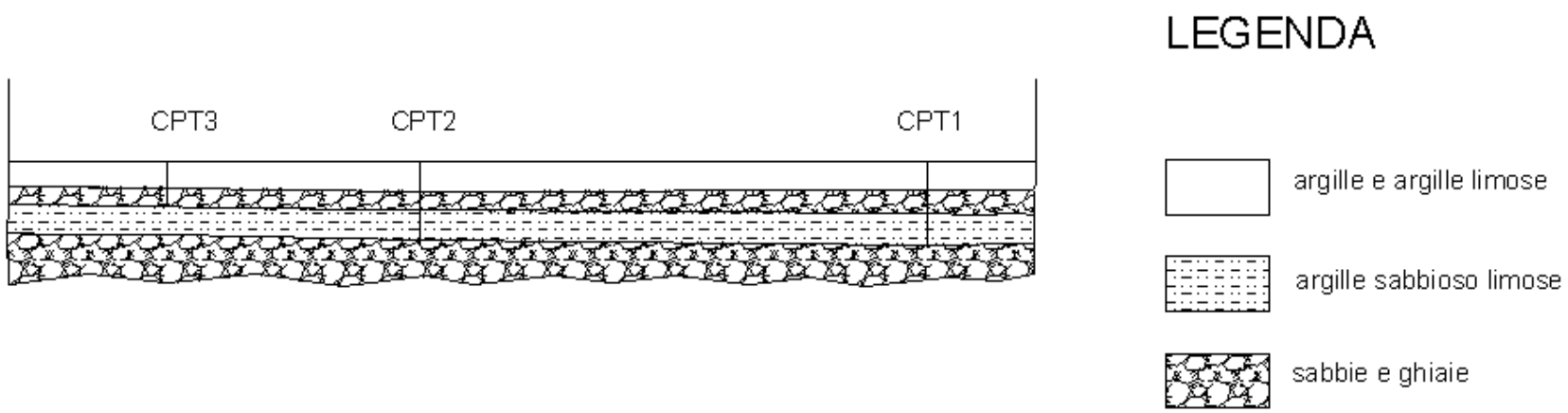


Fig. 11 – schematico modello geolitologico del primo sottosuolo

DETERMINAZIONE DEI VALORI GEOMECCANICI CARATTERISTICI

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

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 preliminarmente le caratteristiche del terreno che interagirà con le opere di fondazione da progettarsi, e dovranno essere riviste in fase di progettazione definitiva/esecutiva in funzione dell'esito delle prove che verranno realizzate in quelle fasi.

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 13 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.

La successiva schematizzazione della successione stratigrafica deve ritenersi valida per l'intera area in esame.

Intervallo	Litologia
1	Argille e argille limose
2	Sabbie mediamente addensate con livelli di ghiaie
3	Argille sabbioso limose
4	Ghiaie e sabbie

Valori di riferimento indicativi per il progetto

Intervallo	Profondità	Comportamento geotecnico prevalente	φ'_k	c'_k	Cu_k	γ_k
1	0,00 ÷4,0-4.6	Coesivo	20	12	65	19
2	4,0-4.6÷7.4-8,0	Incoerente	28	---		18
3	7.4-8,0÷12,0 (13,0 in CPT1)	Coesivo - Incoerente	23	15	80	19
4	>12,0 (>13,0 in CPT1)	Incoerente	33	---		18

N.B. Cu = coesione non drenata (KN/mq), φ'_k = angolo di attrito interno efficace (°), Cu_k = coesione efficace (KN/mq), γ_k = peso di volume non saturo o saturo (KN/mc).

Come specificato più sopra, i valori sopra tabellati devono intendersi come indicativi a livello di ogni singolo intervallo litologico presente: in occasione delle fasi di progettazione dei singoli interventi edificatori dovranno essere confermati o meno dall'elaborazione di specifici dati acquisiti mediante appropriate indagini in situ ed in laboratorio di analisi terre.

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 quasi interamente nella Zona Sismogenetica 913 (Appennino Emiliano Romagnolo).

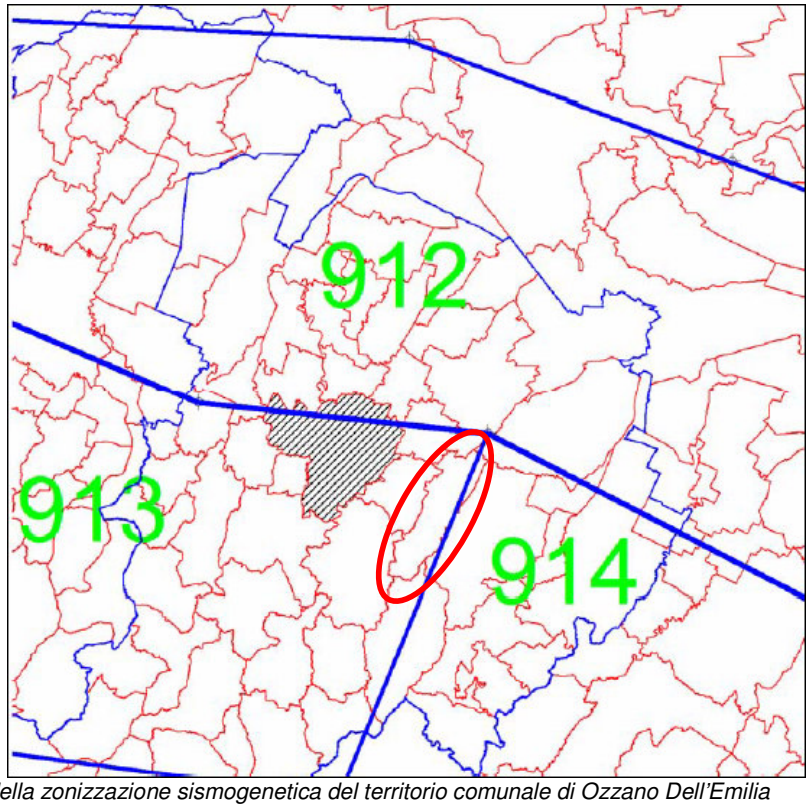


Fig. 12: dettaglio della zonizzazione sismogenetica del territorio comunale di Ozzano Dell'Emilia

Zona Sismogenetica 913: rappresenta una fascia di transizione nella quale convivono meccanismi di fagliazione diversi, essenzialmente compressivi a Nord-Ovest e distensivi a Sud-Est

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 13)
- 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;

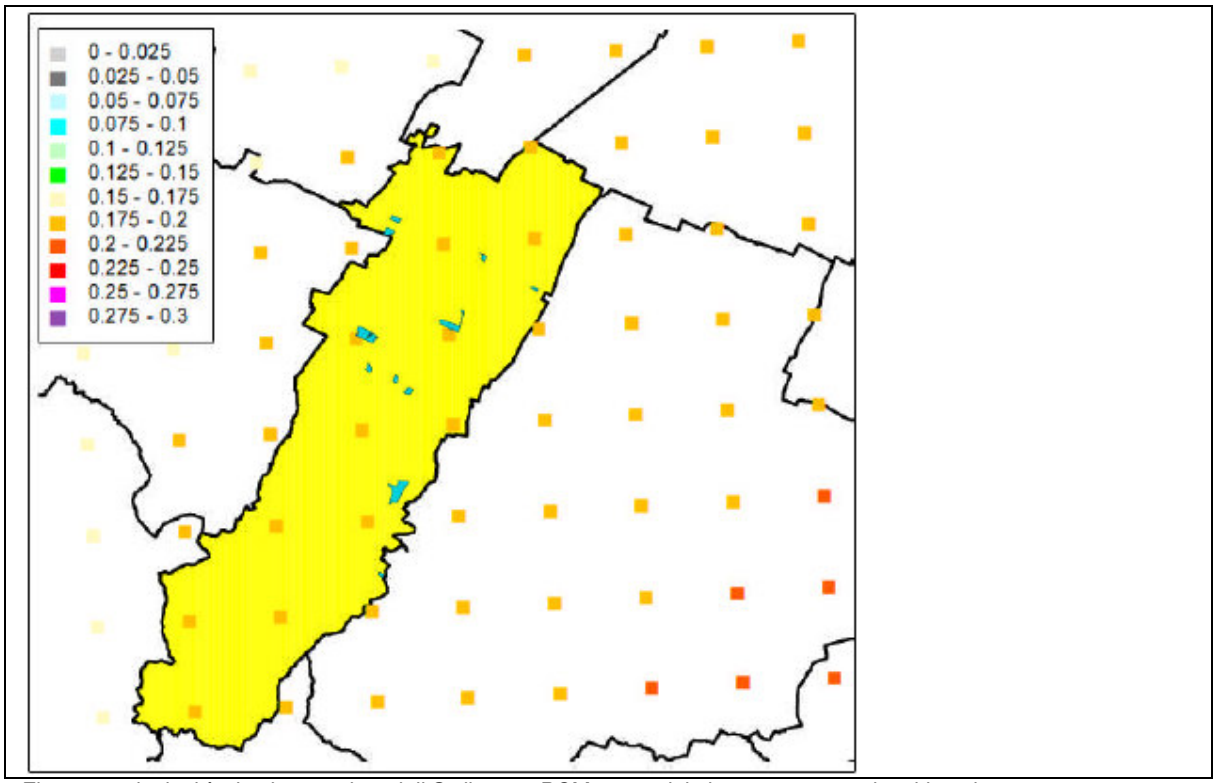


Fig. 13: pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274; dal sito www.esse1-gis.mi.ingv.it

Gli elementi di amplificazione sismica validi per il territorio comunale sono in seguito riassunti (Fig. 14):
- 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 14 mette in evidenza che la profondità del substrato sepolto nell'area di studio è di poco inferiore a 4500 metri.

Principali strutture sismiche attive

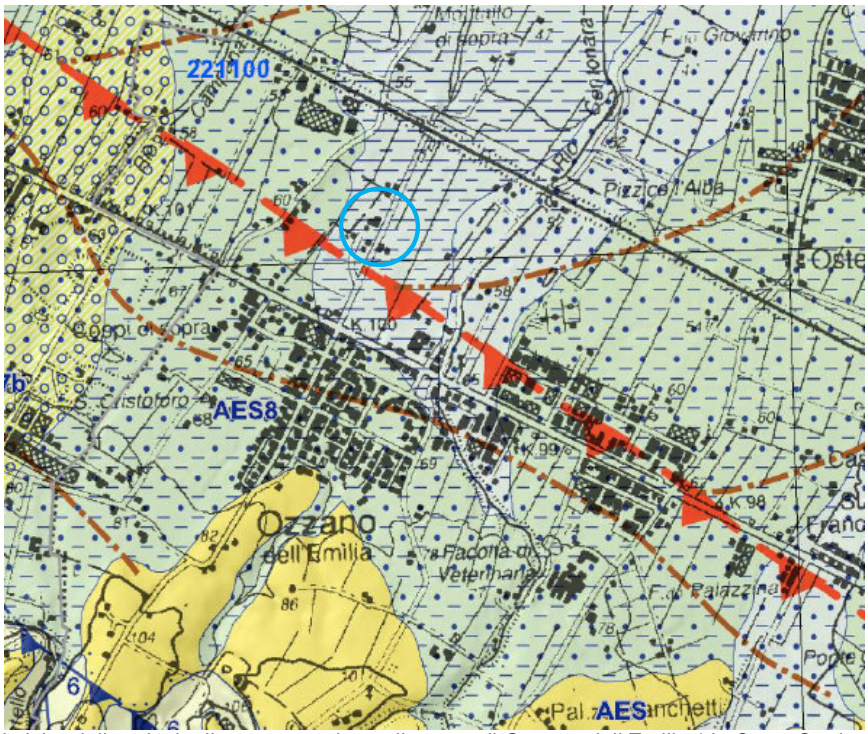


Fig. 14: caratteristiche delle principali strutture attive nella zona di Ozzano dell'Emilia (da Carta Geologia della Regione Emilia Romagna, on line)

Le sottostanti Figure 15 e 16 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 eventi Md>2	Numero eventi Md>2	Numero eventi Md>2	Magnitudo massima Md	Classe di profondità (km)	Profondità efficace (km)
912	180	141	54	4.6	5-8	7
913	767	362	100	4.8	12-20	13

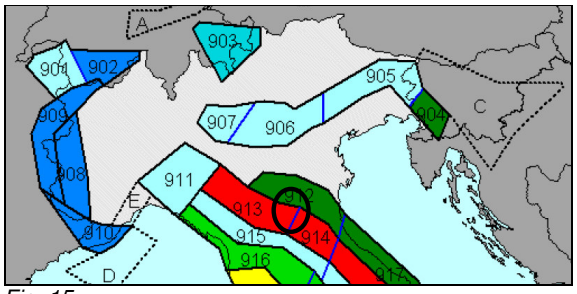


Fig. 15
Profondità dei principali terremoti
(moda = 13 km)

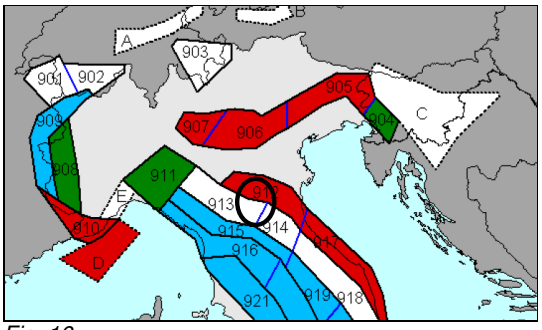


Fig. 16
Meccanismo di fagliazione prevalente
(rosso = inversa)

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 Ozzano dell'Emilia 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 17 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

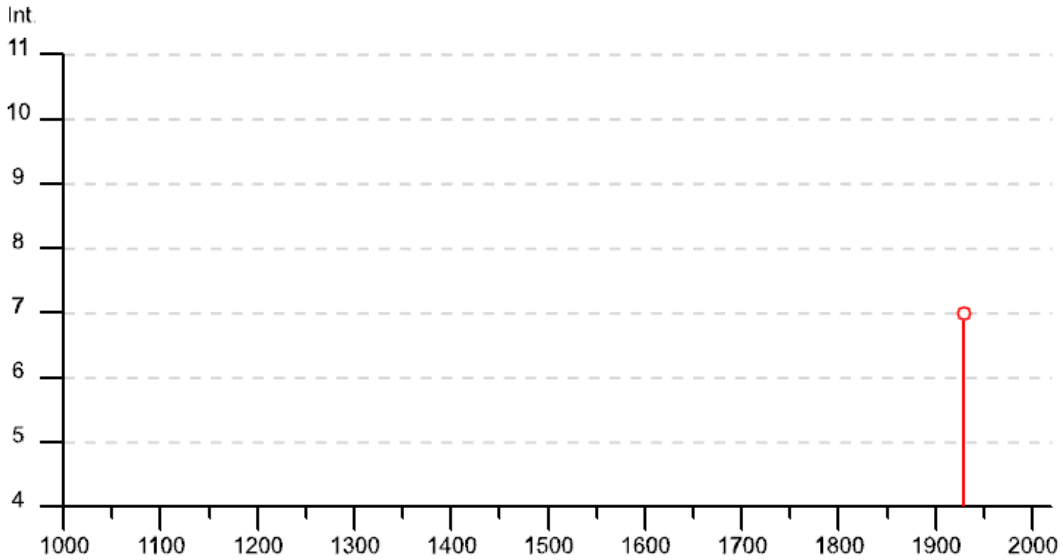


Fig.17 L'esame congiunto della tabella e della figura consente di apprezzare una serie di eventi in cui sono stati registrati superamenti della magnitudo 5 -

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 2017 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 non liquefacibile a causa della mancanza di un livello di falda al suo interno (i sedimenti granulari sono considerati "attualmente" insaturi).

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)

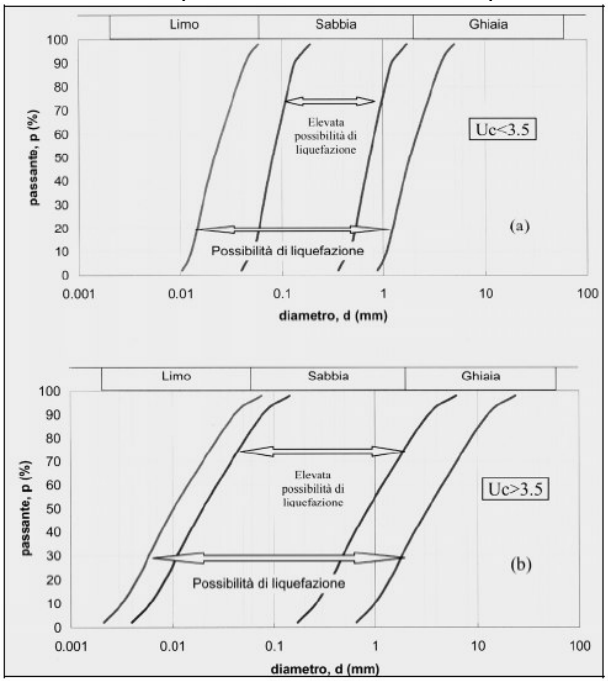
- CPT
- CPTE/CPTU
- DP
- TEREBRAZIONE
- HVSR
- MASW

Fig.18 Proposta di Microzonazione Sismica e valutazione del potenziale di liquefacibilità (dalla tavola 4° della Relazione Geologica e Sismica inserita nella variante del 2017 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 incoerente, dotata di caratteristiche meccaniche da buone a ottime, sequenza della quale sarà analizzato il comportamento sismico.
- in funzione delle caratteristiche geomeccaniche della sequenza 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 285 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.

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

Facendo riferimento alla tavola 4a allegata alla Relazione Geologica e Sismica della Variante 2017 del POC del Comune di Ozzano dell'Emilia, si fa notare che esiste una buona corrispondenza 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 comunque 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} per ogni singolo fabbricato previsto.

Stima della liquefacibilità – Metodo semplificato di Robertson e Wride (1998)
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 CPT2 che ha raggiunto la profondità di 13,4 m dal p.c.: 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.

Tra i metodi semplificati basati sulle prove CPT, è stato scelto quello senza dubbio di più ampia diffusione, specie nella pratica ingegneristica, e di più lunga sperimentazione, ovvero il metodo proposto da Robertson e Wride, che è stato applicato nella sua forma più aggiornata [YOUD et al., 2001], apportando, sulla base delle più recenti ricerche condotte sull'argomento, alcune modifiche sia nella formulazione del fattore di sicurezza FSL nei confronti della liquefazione, sia nell'utilizzo di quest'ultimo per il calcolo del potenziale di liquefazione.

Il potenziale di liquefazione di un deposito viene stimato, secondo l'approccio deterministico, calcolando, per ciascuno degli strati investigati, il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione, FSL, ottenuto come rapporto tra la resistenza alla liquefazione, CRR, e la domanda sismica attesa, CSR, entrambe espresse come rapporto di tensione ciclica:

(1) $$FSL = \frac{CRR}{CSR}$$

Tale rapporto consente di predire il verificarsi o meno della liquefazione, al variare della profondità z, a seconda che il suo valore sia rispettivamente inferiore o superiore a un valore discriminante, che tenga in conto tutte le incertezze introdotte sia nei parametri utilizzati che nel modello adottato. Tradizionalmente, nell'applicare il metodo di Robertson e Wride (così come altri metodi semplificati, di natura deterministica) tale valore discriminante è assunto pari a uno. Con riferimento alle normative antisimiche, l'Eurocodice 8 [EN 1998 - 5, 2002] prescrive un valore di FSL 1.25, mentre le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni [D.M. 14.01.2008] delegano la scelta al progettista. Nell'ambito della presente verifica, per le ragioni che saranno di seguito esposte, si è assunto come valore discriminate 1.4. Per quanto riguarda la stima della resistenza a liquefazione, espressa come rapporto di tensione ciclica (CRR), essa viene calcolata, con riferimento a un evento di magnitudo momento di riferimento Mw = 7.5, utilizzando un'apposita correlazione empirica, in funzione della resistenza alla punta misurata, qc, corretta sia tenendo conto delle tensioni litostatiche, qc1N, che della eventuale presenza di fini, (qc1N)cs:

(2) $$CRR_{M_w=7.5|\sigma'_v=1atm} = \begin{cases} 0.833 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000}\right) + 0.005 & \text{per } (q_{c1N})_{CS} < 50 \\ 93 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000}\right)^3 & \text{per } 50 \le (q_{c1N})_{CS} < 160 \end{cases}$$

La curva che si ottiene sul piano (qc1N)cs – CSR rappresenta la curva di resistenza alla liquefazione (o curva di stato limite), con riferimento a un evento sismico atteso di magnitudo momento Mw = 7.5 e tensione efficace verticale σ'v0 = 1atm. Tale curva "separa" la liquefazione dalla non liquefazione, ovvero qualora la domanda sismica, corrispondente ad un evento sismico atteso (con prefissato periodo di ritorno TR), riferita ad un evento di uguale magnitudo (Mw =7.5) e resa indipendente dalle tensioni efficaci verticali (σ'v0 = 1atm), risulti superiore (o inferiore) alla resistenza corrispondente al valore misurato e normalizzato della resistenza alla punta, (qc1N)cs, si ha liquefazione (o non liquefazione) ovvero il fattore di sicurezza nei confronti della

liquefazione, FSL, è minore (maggiore) di 1, o di un valore maggiore scelto cautelativamente. In particolare, la correzione operata sui valori misurati della resistenza alla punta, qc, per tenere conto della dipendenza dalle tensioni litostatiche della resistenza alla liquefazione, che, come dimostrato sperimentalmente, cresce al crescere della pressione di confinamento, e quindi con la profondità, ma non in maniera lineare, è di seguito riportata:

(3) $$q_{cIN} = C_q\left(\frac{q_c}{P_a}\right) \text{ con } \quad C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma_{V0}}\right)^n$$

ove Pa è la pressione atmosferica (espressa nella stessa unità di misura di σ'v0) ed n un esponente che dipende dal tipo di terreno, che viene determinato secondo la procedura iterativa suggerita da ROBERTSON e WRIDE [1998] insieme a un indice di classificazione del terreno, Ic, che consente di stimare la litologia del terreno (contenuto di fine, plasticità) sulla base dei valori misurati della resistenza alla punta e del rapporto di attrito. Secondo i suggerimenti di YOUD et al. [2001] è stato posto sul fattore di normalizzazione CQ un limite superiore di 1.7. La correzione effettuata per tenere in considerazione l'effetto della presenza di frazione fine sulla resistenza alla liquefazione è la seguente:

(4) $$(qc1N)cs = kc\ qc1N$$

ed è stata operata utilizzando il coefficiente correttivo

$$kc = -0.403\ Ic^4 + 5.581\ Ic^3 - 21.63\ Ic^2 + 33.75\ Ic - 17.88$$

(per $Ic > 1.64$)

(5) $$kc = 1 \text{ (per } Ic \leq 1.64)$$

Si ricorda che devono essere esclusi dall'analisi:
– gli strati di terreno ubicati al di sopra della falda (non suscettibili di liquefazione da un punto di vista fisico);
– i terreni per i quali il valore calcolato dell'indice Ic alla fine della procedura iterativa risulti maggiore di 2.6 (non suscettibili di liquefazione da un punto di vista litologico);
– i terreni per i quali il valore di resistenza normalizzata stimato (qc1N)cs risulti maggiore di 160 (non suscettibili di liquefazione da un punto di vista meccanico).

Si osserva come il metodo utilizzato, come gran parte dei metodi basati sui risultati di prove CPT, richieda una classificazione preliminare della litologia (e del contenuto di fine) degli strati di terreno investigati desunta attraverso correlazioni empiriche e carte di classificazione come quelle proposte da ROBERTSON [1990]. Per tale motivo, specie in quei casi di maggiore incertezza, ad esempio, quando l'indice calcolato Ic è maggiore di 2.4, è consigliato un riscontro diretto delle caratteristiche litologiche e del contenuto di fine [YOUD et al., 2001]. Per quanto riguarda la definizione della domanda sismica, è stata adottata la formulazione proposta da SEED e IDRISS [1971] in termini di rapporto di tensione ciclica (CSR) nella sua versione normalizzata rispetto a un evento di magnitudo 7.5 e rispetto alle tensioni litostatiche (σ'v0 =1atm), per renderla confrontabile con la resistenza calcolata utilizzando la (2):

(6) $$(CSR)_{M_W=7.5|\sigma'_{V0}=1atm} = \frac{0.65 \cdot \left(\frac{\sigma_{V0}}{\sigma'_{V0}}\right)\left(\frac{a_{max}}{g}\right) \cdot r_d}{MSF \cdot K_\sigma}$$

dove:
– amax è l'accelerazione massima orizzontale attesa al suolo, corrispondente all'evento sismico atteso;
– σ'v0 e σv0 sono le tensioni litostatiche verticali rispettivamente efficaci e totali;
– rd è il fattore di riduzione con la profondità;

– MSF il fattore di scala per la magnitudo;
– Kσ il fattore di correzione rispetto alle tensioni litostatiche;
– g è l'accelerazione di gravità.

Il fattore di riduzione, con la profondità, della tensione di taglio massima indotta dal terremoto atteso, rd, non disponendo di informazioni più specifiche sulle proprietà amplificative dei depositi oggetto di studio, né di dati sufficienti per svolgere analisi di risposta sismica locale, è stato calcolato, come proposto da LIAO e WHITMAN [1986], nel modo seguente:

$$rd = 1 - 0.00765\ z \quad (\text{per } z \leq 9.15\ m)$$

(7)
$$rd = 1.174 - 0.0267\ z \quad (\text{per } 9.15m \leq z\ 23m)$$

Il fattore di scala della magnitudo, MSF, che consente di riferire la domanda sismica ad eventi di magnitudo momento Mw=7.5 è stato determinato in base alle raccomandazioni di YOUD et al. [2001] come:

(8)
$$MSF = \begin{cases} \dfrac{10^{2.24}}{M_W^{2.56}} + \dfrac{\left(\dfrac{M_W}{7.5}\right)^{-3.3}}{2} & M_W = \leq 7.5 \\ \dfrac{10^{2.24}}{M_W^{2.56}} & M_W = > 7.5 \end{cases}$$

Il fattore di correzione, Kσ, utilizzato per rendere indipendente la domanda sismica dall'effetto delle tensioni litostatiche, è stato calcolato utilizzando l'equazione proposta da HYNES e OLSEN [1999] secondo cui esso può essere espresso in funzione della densità relativa Dr:

(9)
$$k_\sigma = \begin{cases} 1 \quad per\ \dfrac{\sigma'_{V0}}{P_a} \leq 1 \\ \left(\dfrac{\sigma'_{V0}}{P_a}\right)^{f-1} per\ \dfrac{\sigma'_{V0}}{P_a} > 1 \end{cases} \quad conf = \begin{cases} 1 \quad per \quad D_r < 40\% \\ 0.75\ per 40 \leq D_r < 60\% \\ 0.65\ per 60 \leq D_r < 80\% \\ 0.60\ per \quad D_r \geq 80\% \end{cases}$$

dove la densità relativa Dr, non disponibile, è stata ricavata in funzione del valore della resistenza alla punta qc mediante la correlazione proposta da JAMIOLKOWSKI et al. [1985]:

(10)
$$D_r = -98 + 66 \log \frac{10 q_c}{\sqrt{10\sigma'_{V0}}} \quad con\ q_c (kg/cm^2)$$

mentre il parametro f è stato stimato mediante interpolazione a partire dalle curve di letteratura proposte da YOUD et al. [2001].

L'indice del potenziale di liquefazione, LPI, è stato introdotto da IWASAKI et al. [1982] allo scopo di fornire una misura integrale degli effetti della liquefazione per una singola verticale (per i quali sono disponibili al variare della profondità z i valori del fattore di sicurezza FSL) e può essere così calcolato:

(11)
$$LPI = \int_{Z_{cr}}^{0} F(z) \cdot W(z) dz$$

dove zcr è la profondità critica entro la quale si ritengono significativi gli effetti della liquefazione e W(z) è una funzione di pesi, linearmente decrescente con la profondità, che tiene conto della profondità dello strato liquefacibile, attribuendo peso maggiore agli strati più superficiali ed è data da:

(12) $$W(z) = 10 - \frac{1}{2}z$$

La funzione F(z), che compare nella (11) esprime il potenziale di liquefazione per ciascun strato e viene calcolata in funzione del fattore di sicurezza.

Considerato che il valore discriminante assunto è maggiore di 1, è stato necessario modificare l'espressione di F(z) adottando la forma funzionale proposta da SONMEZ [2003], che propone un raccordo ragionevole con quella tradizionalmente utilizzata [IWASAKI et al.,1982] e tiene conto allo stesso tempo del valore discriminante più cautelativo considerato per il fattore di sicurezza (FSL = 1.4):

(13) $$F(z) = \begin{cases} 0 & \text{per} \quad FSL > 1.4 \\ 2 \cdot 10^{6}\, e^{-18.427 \cdot FSL} & \text{per} \quad 0.95 < FSL \le 1.4 \\ 1 - FSL & \text{per} \quad FSL \le 0.95 \end{cases}$$

È opportuno osservare che, per la forma analitica adottata per rappresentare la funzione F(z), l'introduzione di un valore discriminante di FSL più cautelativo influisce in maniera più sensibile sul computo degli strati liquefacibili e non, all'interno di una singola verticale, piuttosto che sul valore integrale dell'indice del potenziale, LPI. Una volta calcolato il valore dell'indice del potenziale di liquefazione per la verticale considerata, è possibile associare al sito corrispondente una classe di pericolosità, secondo la classificazione proposta da SONMEZ [2003] e riproposta nella tabella di Fig. 19.

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.*

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).

Località	Ozzano dell'Emilia				
Via	dell'Ambiente				
Prova	CPT2				
Metodo utilizzato	Magnitudo di riferimento	Acc.Max/g	Msf	Falda	IPL (Sonmez 2003)
Robertsone e Wride 1998	6,14	0,26	1,668356931	2	**2,38113878**
Profondità (m)	Q (r.p.c.)	F%	Ic	Fsl	Ipl
0,2	0	324,6753247	4,428613136	N.L.	0
0,4	0	353,7735849	4,649780503	N.L.	0
0,6	0	388,6010363	4,812253906	N.L.	0
0,8	0	431,0344828	4,952878674	N.L.	0
1	34,53539834	1,853077432	2,438325127	1,374068935	0
1,2	36,97676352	2,319416832	2,476146288	1,669574906	0
1,4	44,44930164	2,431188678	2,428750657	1,97291032	0
1,6	52,28542804	2,483101117	2,382514893	2,297577489	0
1,8	39,20059936	2,613468072	2,490483973	1,930232252	0
2	37,34856313	2,606429192	2,505595866	1,864773225	0
2,2	39,51423335	2,081665332	2,423996772	1,535924694	0
2,4	41,59831669	2,524127691	2,461130978	1,789632491	0
2,6	45,09174939	2,54180602	2,436922492	1,847210577	0

2,8	47,00195622	2,510985562	2,419975702	1,828597012	0
3	46,29635725	2,6233604	2,437602651	1,835259744	0
3,2	42,57809862	2,66844563	2,469567127	1,705617005	0
3,4	60,8531447	2,093764224	2,283878307	1,783206884	0
3,6	63,732347	1,961620469	2,24996911	1,722665661	0
3,8	61,26913407	2,006105539	2,269192891	1,663858688	0
4	64,20845666	2,289452167	2,293283985	1,940492413	0
4,2	59,3186276	2,35396687	2,326583075	1,821480074	0
4,4	59,60358381	1,45175064	2,1867161	1,222907003	0
4,6	240,6859161	0,308008214	1,298845702	N.C.	0
4,8	118,323889	0,70276974	1,757696422	1,959977493	0
5	108,3381041	0,578935649	1,739372072	1,585442443	0
5,2	57,38794075	0,837170364	2,057707045	0,892554425	0,15901945
5,4	285,0135251	0,277845877	1,21290305	N.C.	0
5,6	198,7850647	0,393746381	1,427327117	N.C.	0
5,8	339,4852229	0,266969232	1,140162062	N.C.	0
6	446,7318435	0,200090041	0,971596141	N.C.	0
6,2	441,1123513	0,200110061	0,976263429	N.C.	0
6,4	435,6997248	0,210136589	0,992248878	N.C.	0
6,6	209,3364271	0,351058338	1,380711091	N.C.	0
6,8	250,3874842	0,306826898	1,28357674	N.C.	0
7	142,7468812	0,385985748	1,543023709	2,331353927	0
7,2	169,1541065	0,371103414	1,4714498	N.C.	0
7,4	53,44334699	0,631911532	2,019077458	0,745624348	0,320513322
7,6	0	1,590909091	2,617362803	N.L.	0
7,8	26,20925825	1,140065147	2,416482438	0,671447909	0,400833551
8	0	1,280409731	2,627473276	N.L.	0
8,2	64,15011437	0,503302925	1,901231683	0,789125407	0,24883202
8,4	39,16298682	1,141670991	2,270618012	0,750832951	0,289033777
8,6	29,13668324	1,122807018	2,374014649	0,677557089	0,367584918
8,8	0	1,926163724	2,832504761	N.L.	0
9	0	1,468428781	2,745303373	N.L.	0
9,2	0	1,09739369	2,664564576	N.L.	0
9,4	0	1,733102253	2,857459891	N.L.	0
9,6	0	1,043478261	2,759713421	N.L.	0
9,8	0	1,268498943	2,880514026	N.L.	0
10	21,28514916	0,92936803	2,449413299	0,612632491	0,387367509
10,2	0	1,393728223	2,83853738	N.L.	0
10,4	0	1,607717042	2,844863851	N.L.	0
10,6	0	1,492537313	2,806896405	N.L.	0
10,8	0	1,497005988	2,814701102	N.L.	0
11	0	1,916932907	2,899357113	N.L.	0
11,2	0	1,18694362	2,774690849	N.L.	0
11,4	0	1,488095238	2,828731944	N.L.	0
11,6	0	1,492537313	2,836181845	N.L.	0
11,8	0	1,497005988	2,843555312	N.L.	0
12	0	3,276003276	2,819449751	N.L.	0

12,2	250,9603185	0,253857973	1,23929779	N.C.	0
12,4	40,29261824	0,863185153	2,194073916	0,72637601	0,207954233
12,6	214,6536291	0,262244504	1,305214812	N.C.	0
12,8	262,0350888	0,187934599	1,161890918	N.C.	0
13	325,0401335	0,150255434	1,036995146	N.C.	0

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≤ 2	BASSO
2<IL≤5	MODERATO
5<IL≤15	ALTO
15<IL	MOLTO ALTO

Fig.19 Classi di pericolosità di liquefazione secondo SONMEZ (2003)

Utilizzando i dati provenienti dalla CPT2 è risultato un valore dell'indice IL pari a 2,38 che indica come moderato il rischio di liquefazione dei terreni presenti all'interno dell'area indagata.

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 13 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 sugli edifici da realizzare 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 valore di Vs30 pari a 285 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
Muro rigido: 0

Sito in esame.
latitudine: 44,4515451293301
longitudine: 11,475922154982
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 16954	Lat: 44,4675Lon: 11,4593	Distanza: 2209,993
Sito 2	ID: 16955	Lat: 44,4687Lon: 11,5293	Distanza: 4641,223
Sito 3	ID: 17177	Lat: 44,4187Lon: 11,5309	Distanza: 5690,481
Sito 4	ID: 17176	Lat: 44,4175Lon: 11,4610	Distanza: 3967,432

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:	2,461	
Tc*:	0,259	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
ag:	0,074 g	
Fo:	2,438	
Tc*:	0,270	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0,183 g	
Fo:	2,390	
Tc*:	0,304	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,231 g	
Fo:	2,428	

Tc*: 0,314 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,500
Cc:	1,640
St:	1,000
Kh:	0,017
Kv:	0,009
Amax:	0,853
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,500
Cc:	1,620
St:	1,000
Kh:	0,022
Kv:	0,011
Amax:	1,082
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,440
Cc:	1,560
St:	1,000
Kh:	0,063
Kv:	0,032
Amax:	2,583
Beta:	0,240

SLC:

Ss:	1,360
Cc:	1,540
St:	1,000
Kh:	0,088
Kv:	0,044
Amax:	3,076
Beta:	0,280

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

Coordinate WGS84

latitudine:	44.450606
longitudine:	11.474933

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 oggetto di questa relazione, fino alla massima profondità indagata di 13 metri dal p.c., sia dato da una sequenza apparentemente regolare ed omogenea caratterizzata da uno strato superficiale di natura prevalentemente coesiva (argille e limi) di spessore variabile (circa 4 metri), cui segue un livello di sedimenti incoerenti (sabbie mediamente addensate con livelli di ghiaie) dello spessore medio di circa 4 metri. Al di sotto si rinvengono litologie più coesive (limi sabbiosi,

sabbie e sabbie limose) di spessore che risulta essere dell'ordine di 4-5 metri. Scendendo in profondità compare un secondo livello granulare di cui non sì è potuto apprezzare lo spessore complessivo.
Per una definizione più precisa della successione stratigrafica e dei conseguenti valori dei parametri geomeccanici, in fase di progettazione più avanzata, si renderà comunque necessario procedere all'esecuzione di specifiche campagne di indagini geognostiche che integreranno quelle descritte, da ubicarsi in corrispondenza dei futuri fabbricati, campagna che dovrà basarsi su tipologie di prove indirette (CPT e CPTU) o dirette (sondaggi geognostici).

Non è stato possibile misurare direttamente il livello della falda all'interno dei fori delle penetrometrie ma la lettura dei piezometri installati dagli scriventi in un'area poco distante da quella in studio ha permesso di elaborare una carta dello sviluppo delle isopieze dalla quale risulterebbe che nell'area in esame il livello della falda potrebbe verosimilmente attestarsi a profondità di circa 15 metri dal pc, molto probabilmente attestato all'interno del livello ghiaioso sabbioso descritto in 2 delle 3 prove eseguite.

A livello di suggerimenti progettuali generici si fa presente che ad avviso degli scriventi sarebbe opportuno progettare la quota delle fondazioni dei futuri fabbricati ad una profondità non inferiore a 1,5 metri dal p.c., per preservare le stessa da comportamenti anomali (in termini di cedimenti assoluti e differenziali) legati all'espansione e ritiro stagionale dei materiali coesivi che nell'area indagata costituiscono i primi metri della sequenza.

Il modello geologico e geotecnico preliminare sito specifico ha messo in mostra caratteristiche geomeccaniche da discrete a buone di tutti gli intervalli che caratterizzano la sequenza deposizionale, pur non escludendo la possibilità di ritrovamento di alcuni livelli meno consistenti/costipati in posizioni non indagate con le attuali prove.

In particolare in uno specifico capitolo sono stati ricostruiti e indicati i valori geomeccanici caratteristici dei principali intervalli individuati con le prove, valori che potranno essere utilizzati per un preliminare dimensionamento delle strutture di fondazione e per le verifiche geotecniche dei futuri edifici anche in chiave di risposta sismica.

Dal punto di vista della risposta sismica attesa sul sito 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 285 m/sec.

La verifica eseguita in chiave sismica ha indicato come moderato il rischio di liquefazione degli intervalli granulari della sequenza, pur ipotizzando una saturazione parziale /o temporanea di tali livelli con conseguente innalzamento del livello di falda fino a profondità di 2,0 metri dal p.c.

Bologna, li 31/10/2017

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) .

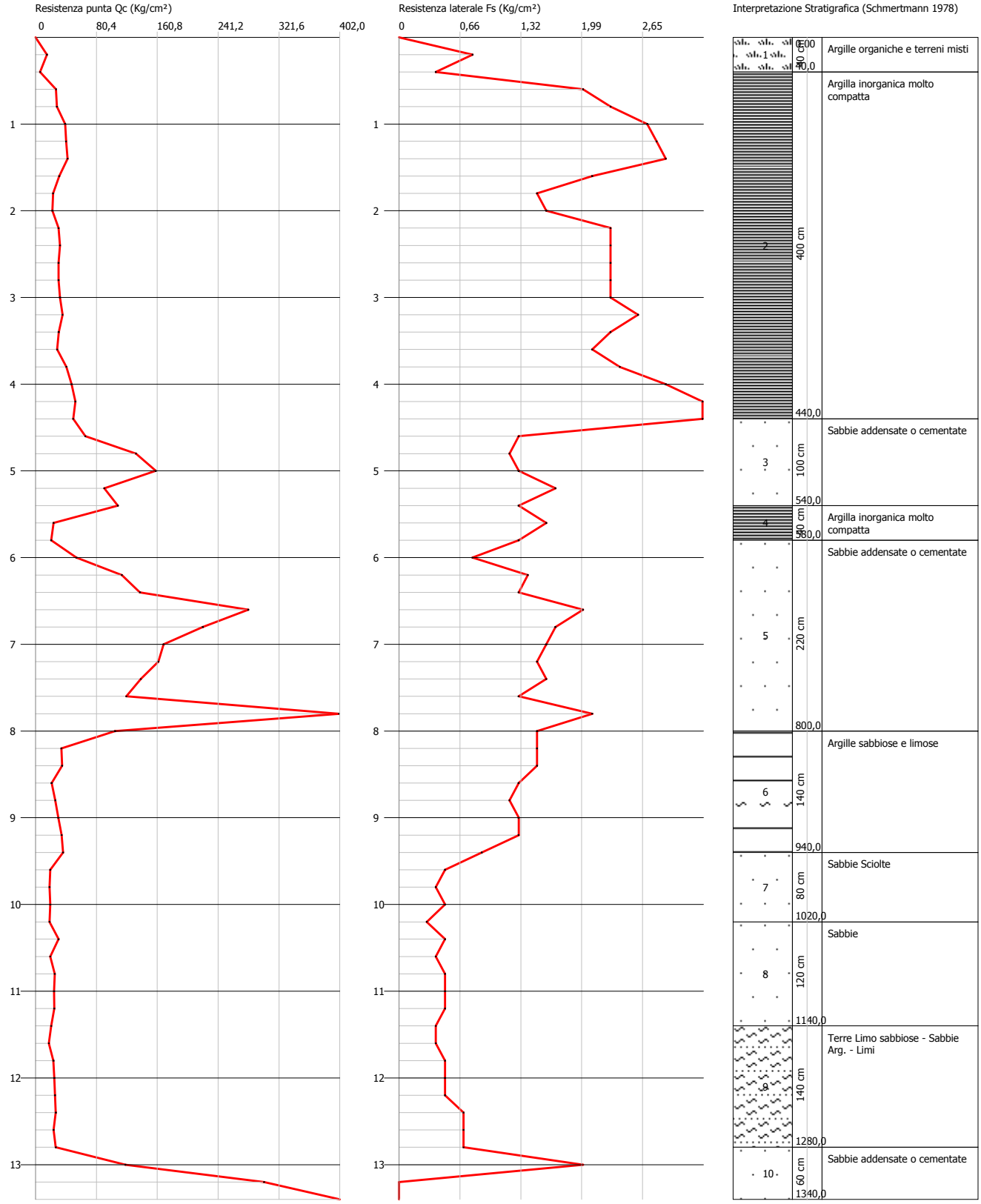
PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT

Elaborati grafici e numerici delle prove

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

Committente: Grande Sole
Cantiere: ex Industria Casearia Settefonti
Località: Via Amendola - Ozzano dell'Emilia (BO)

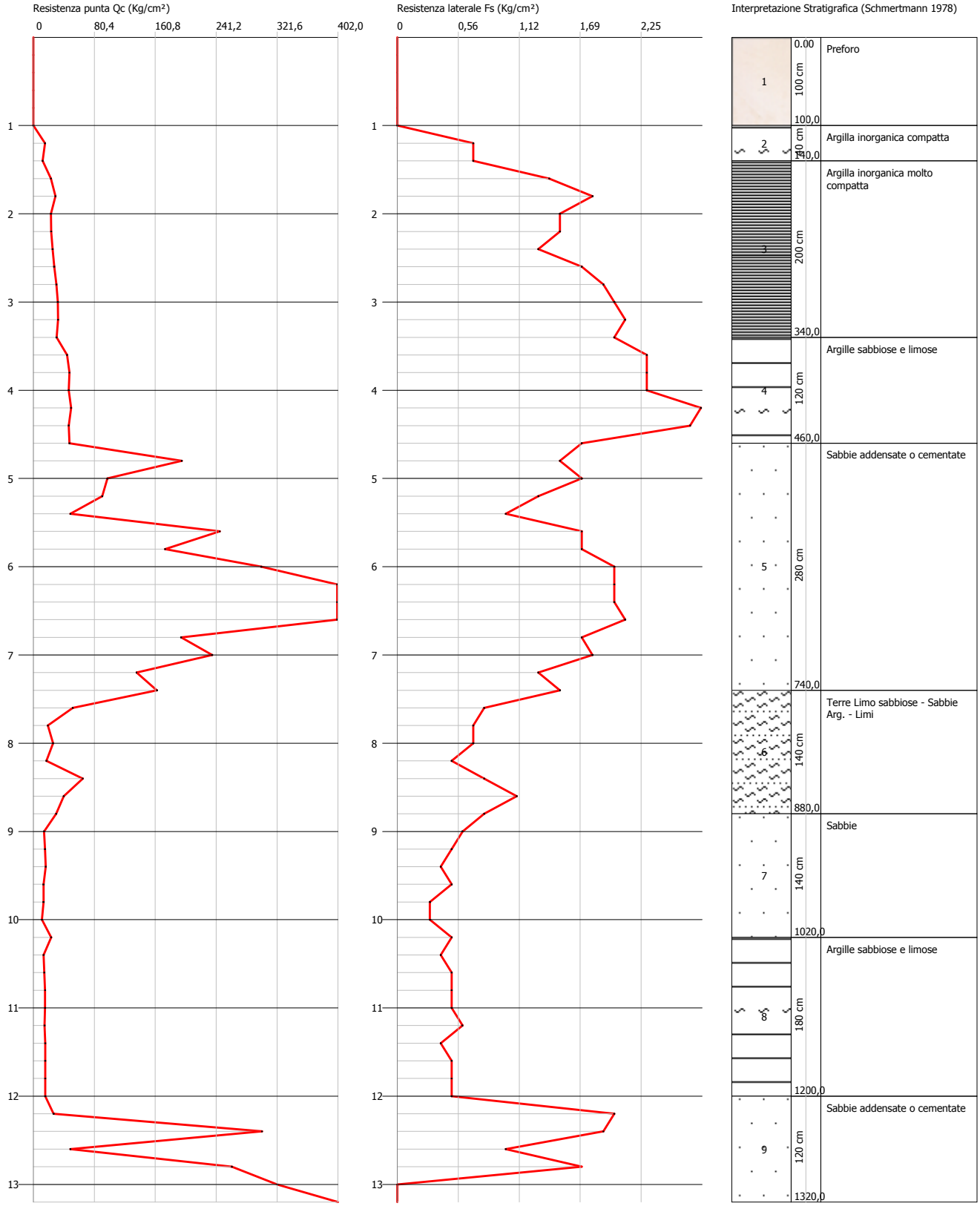
Data: 26/10/2017
Pag. 1 Scala 1:62



Probe CPT - Cone Penetration CPT2
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: Grande Sole
Cantiere: ex Industria Casearia Settefonti
Località: Via Amendola - Ozzano dell'Emilia (BO)

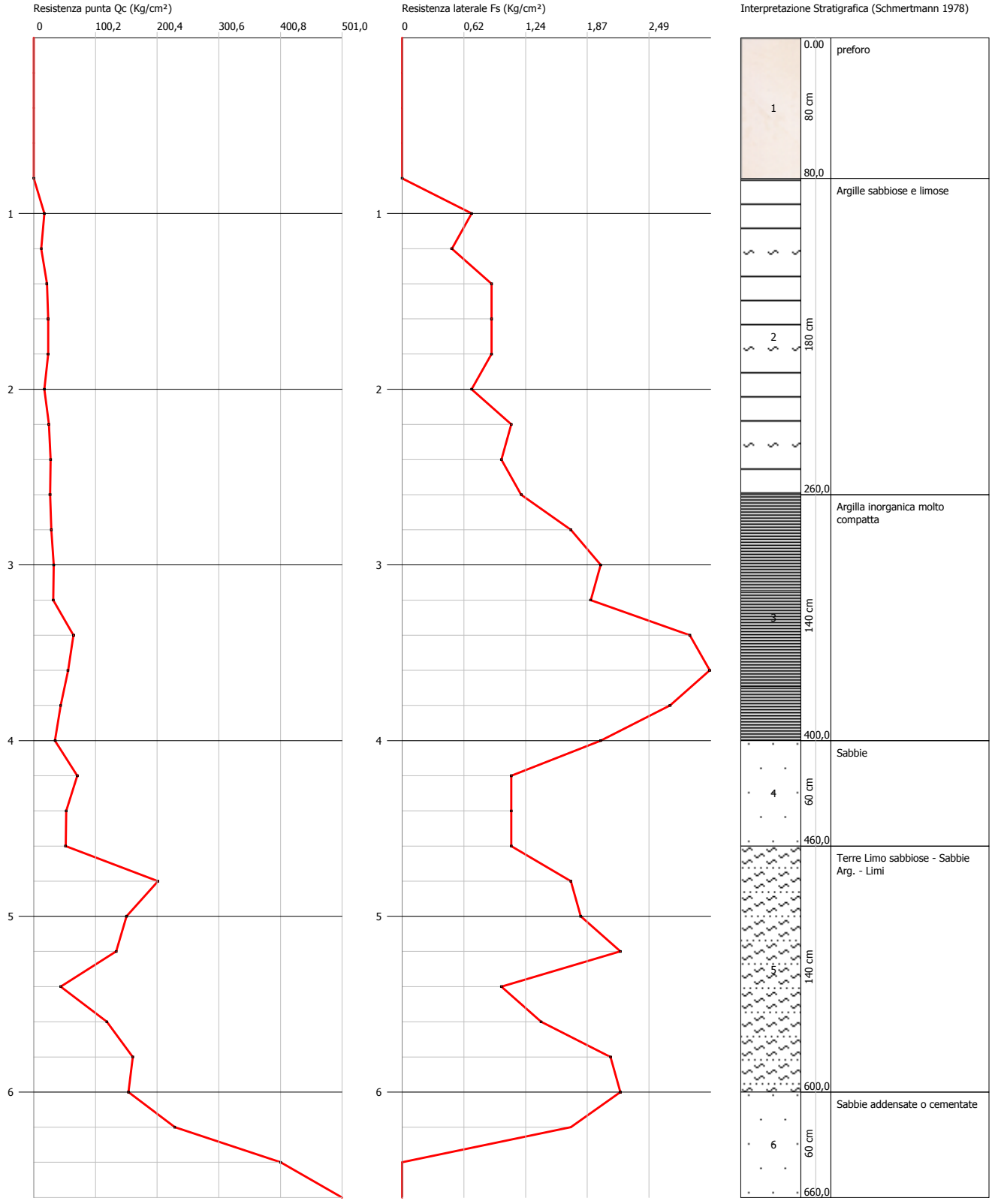
Data: 26/10/2017
Pag. 1 Scala 1:61



Probe CPT - Cone Penetration CPT3
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: Grande Sole
Cantiere: ex Industria Casearia Settefonti
Località: Via Amendola - Ozzano dell'Emilia (BO)

Data: 26/10/2017
Pag. 1 Scala 1:31



PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: Grande Sole Cantiere: ex Industria Casearia Settefonti Località: Via Amendola - Ozzano dell'Emilia (BO)	

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: Grande Sole
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
Prova eseguita in data: 26/10/2017
Profondità prova: 13,40 mt
Località: Via Amendola - Ozzano dell'Emilia (BO)

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm²)	Lettura laterale (Kg/cm²)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	15,00	0,0	15,1	0,8	18,9	5,3
0,40	6,00	18,0	6,1	0,4	15,3	6,6
0,60	27,00	33,0	27,1	2,0	13,6	7,4
0,80	28,00	58,0	28,1	2,3	12,2	8,2
1,00	39,00	73,0	39,1	2,7	14,5	6,9
1,20	40,00	80,0	40,3	2,8	14,4	6,9
1,40	42,00	84,0	42,3	2,9	14,6	6,9
1,60	31,00	75,0	31,3	2,1	14,9	6,7
1,80	23,00	55,0	23,3	1,5	15,5	6,4
2,00	22,00	45,0	22,3	1,6	13,9	7,2
2,20	30,00	54,0	30,4	2,3	13,2	7,6
2,40	32,00	66,0	32,4	2,3	14,1	7,1
2,60	30,00	65,0	30,4	2,3	13,2	7,6
2,80	30,00	64,0	30,4	2,3	13,2	7,6
3,00	32,00	66,0	32,4	2,3	14,1	7,1
3,20	35,00	69,0	35,6	2,6	13,7	7,3
3,40	30,00	69,0	30,6	2,3	13,3	7,5
3,60	28,00	62,0	28,6	2,1	13,6	7,3
3,80	40,00	71,0	40,6	2,4	16,9	5,9
4,00	47,00	83,0	47,6	2,9	16,4	6,1
4,20	52,00	95,0	52,7	3,3	16,0	6,3
4,40	49,00	99,0	49,7	3,3	15,1	6,6
4,60	65,00	114,0	65,7	1,3	50,5	2,0
4,80	132,00	152,0	132,7	1,2	110,6	0,9
5,00	158,00	176,0	158,7	1,3	122,1	0,8
5,20	90,00	110,0	90,8	1,7	53,4	1,9
5,40	108,00	134,0	108,8	1,3	83,7	1,2
5,60	23,00	42,0	23,8	1,6	14,9	6,7
5,80	20,00	44,0	20,8	1,3	16,0	6,3
6,00	53,00	73,0	53,8	0,8	67,3	1,5
6,20	113,00	125,0	114,0	1,4	81,4	1,2
6,40	137,00	158,0	138,0	1,3	106,2	0,9
6,60	280,00	300,0	281,0	2,0	140,5	0,7
6,80	220,00	250,0	221,0	1,7	130,0	0,8
7,00	168,00	194,0	169,0	1,6	105,6	0,9
7,20	161,00	185,0	162,1	1,5	108,1	0,9
7,40	138,00	161,0	139,1	1,6	86,9	1,2
7,60	119,00	143,0	120,1	1,3	92,4	1,1
7,80	400,00	420,0	401,1	2,1	191,0	0,5
8,00	104,00	135,0	105,1	1,5	70,1	1,4
8,20	33,00	55,0	34,2	1,5	22,8	4,4
8,40	34,00	57,0	35,2	1,5	23,5	4,3
8,60	20,00	42,0	21,2	1,3	16,3	6,1
8,80	25,00	44,0	26,2	1,2	21,8	4,6
9,00	29,00	47,0	30,2	1,3	23,2	4,3
9,20	33,00	52,0	34,4	1,3	26,5	3,8
9,40	35,00	54,0	36,4	0,9	40,4	2,5
9,60	18,00	31,0	19,4	0,5	38,8	2,6
9,80	17,00	25,0	18,4	0,4	46,0	2,2
10,00	18,00	24,0	19,4	0,5	38,8	2,6
10,20	17,00	24,0	18,5	0,3	61,7	1,6
10,40	29,00	34,0	30,5	0,5	61,0	1,6
10,60	18,00	25,0	19,5	0,4	48,8	2,1
10,80	24,00	30,0	25,5	0,5	51,0	2,0
11,00	23,00	30,0	24,5	0,5	49,0	2,0
11,20	23,00	30,0	24,7	0,5	49,4	2,0
11,40	19,00	26,0	20,7	0,4	51,8	1,9
11,60	16,00	22,0	17,7	0,4	44,3	2,3
11,80	22,00	28,0	23,7	0,5	47,4	2,1

12,00	23,00	30,0	24,7	0,5	49,4	2,0
12,20	24,00	32,0	25,8	0,5	51,6	1,9
12,40	25,00	33,0	26,8	0,7	38,3	2,6
12,60	22,00	32,0	23,8	0,7	34,0	2,9
12,80	25,00	35,0	26,8	0,7	38,3	2,6
13,00	117,00	127,0	118,8	2,0	59,4	1,7
13,20	300,00	330,0	301,9	0,0		0,0
13,40	400,00	0,0	401,9	0,0		0,0

PROVA ...CPT2

Committente: Grande Sole
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
Prova eseguita in data: 26/10/2017
Profondità prova: 13,20 mt
Località: Via Amendola - Ozzano dell'Emilia (BO)

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm²)	Lettura laterale (Kg/cm²)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,40	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,60	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,80	0,00	0,0	0,0	0,0		
1,00	0,00	0,0	0,0	0,0		
1,20	15,00	0,0	15,3	0,7	21,9	4,6
1,40	12,00	23,0	12,3	0,7	17,6	5,7
1,60	23,00	34,0	23,3	1,4	16,6	6,0
1,80	29,00	50,0	29,3	1,8	16,3	6,1
2,00	23,00	50,0	23,3	1,5	15,5	6,4
2,20	23,00	45,0	23,4	1,5	15,6	6,4
2,40	25,00	47,0	25,4	1,3	19,5	5,1
2,60	27,00	47,0	27,4	1,7	16,1	6,2
2,80	30,00	56,0	30,4	1,9	16,0	6,3
3,00	32,00	61,0	32,4	2,0	16,2	6,2
3,20	32,00	62,0	32,6	2,1	15,5	6,4
3,40	30,00	61,0	30,6	2,0	15,3	6,5
3,60	44,00	74,0	44,6	2,3	19,4	5,2
3,80	47,00	81,0	47,6	2,3	20,7	4,8
4,00	46,00	81,0	46,6	2,3	20,3	4,9
4,20	49,00	83,0	49,7	2,8	17,8	5,6
4,40	46,00	88,0	46,7	2,7	17,3	5,8
4,60	47,00	88,0	47,7	1,7	28,1	3,6
4,80	195,00	220,0	195,7	1,5	130,5	0,8
5,00	97,00	120,0	97,7	1,7	57,5	1,7
5,20	90,00	115,0	90,8	1,3	69,8	1,4
5,40	48,00	68,0	48,8	1,0	48,8	2,0
5,60	245,00	260,0	245,8	1,7	144,6	0,7
5,80	173,00	198,0	173,8	1,7	102,2	1,0
6,00	300,00	325,0	300,8	2,0	150,4	0,7
6,20	400,00	430,0	401,0	2,0	200,5	0,5
6,40	400,00	430,0	401,0	2,0	200,5	0,5
6,60	400,00	430,0	401,0	2,1	191,0	0,5
6,80	194,00	225,0	195,0	1,7	114,7	0,9
7,00	235,00	260,0	236,0	1,8	131,1	0,8
7,20	135,00	162,0	136,1	1,3	104,7	1,0
7,40	162,00	182,0	163,1	1,5	108,7	0,9
7,60	51,00	74,0	52,1	0,8	65,1	1,5
7,80	18,00	30,0	19,1	0,7	27,3	3,7
8,00	25,00	36,0	26,1	0,7	37,3	2,7
8,20	16,00	27,0	17,2	0,5	34,4	2,9
8,40	64,00	72,0	65,2	0,8	81,5	1,2
8,60	39,00	51,0	40,2	1,1	36,5	2,7
8,80	29,00	45,0	30,2	0,8	37,8	2,6
9,00	13,00	25,0	14,2	0,6	23,7	4,2
9,20	14,00	23,0	15,4	0,5	30,8	3,2
9,40	15,00	23,0	16,4	0,4	41,0	2,4
9,60	12,00	18,0	13,4	0,5	26,8	3,7
9,80	12,00	19,0	13,4	0,3	44,7	2,2
10,00	10,00	15,0	11,4	0,3	38,0	2,6

10,20	22,00	27,0	23,5	0,5	47,0	2,1
10,40	12,00	20,0	13,5	0,4	33,8	3,0
10,60	13,00	19,0	14,5	0,5	29,0	3,4
10,80	14,00	21,0	15,5	0,5	31,0	3,2
11,00	14,00	22,0	15,5	0,5	31,0	3,2
11,20	13,00	20,0	14,7	0,6	24,5	4,1
11,40	14,00	23,0	15,7	0,4	39,3	2,5
11,60	14,00	20,0	15,7	0,5	31,4	3,2
11,80	14,00	21,0	15,7	0,5	31,4	3,2
12,00	14,00	22,0	15,7	0,5	31,4	3,2
12,20	25,00	33,0	26,8	2,0	13,4	7,5
12,40	300,00	330,0	301,8	1,9	158,8	0,6
12,60	47,00	75,0	48,8	1,0	48,8	2,0
12,80	260,00	275,0	261,8	1,7	154,0	0,6
13,00	320,00	345,0	321,8	0,0		0,0
13,20	400,00	0,0	401,9	0,0		0,0

PROVA ...CPT3

Committente: Grande Sole
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
Prova eseguita in data: 26/10/2017
Profondità prova: 6,60 mt
Località: Via Amendola - Ozzano dell'Emilia (BO)

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm²)	Lettura laterale (Kg/cm²)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,40	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,60	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,80	0,00	0,0	0,0	0,0		
1,00	17,00	0,0	17,1	0,7	24,4	4,1
1,20	12,00	23,0	12,3	0,5	24,6	4,1
1,40	21,00	29,0	21,3	0,9	23,7	4,2
1,60	23,00	36,0	23,3	0,9	25,9	3,9
1,80	23,00	36,0	23,3	0,9	25,9	3,9
2,00	17,00	30,0	17,3	0,7	24,7	4,0
2,20	24,00	35,0	24,4	1,1	22,2	4,5
2,40	27,00	43,0	27,4	1,0	27,4	3,6
2,60	26,00	41,0	26,4	1,2	22,0	4,5
2,80	28,00	46,0	28,4	1,7	16,7	6,0
3,00	32,00	57,0	32,4	2,0	16,2	6,2
3,20	31,00	61,0	31,6	1,9	16,6	6,0
3,40	64,00	93,0	64,6	2,9	22,3	4,5
3,60	55,00	99,0	55,6	3,1	17,9	5,6
3,80	43,00	89,0	43,6	2,7	16,1	6,2
4,00	34,00	74,0	34,6	2,0	17,3	5,8
4,20	70,00	100,0	70,7	1,1	64,3	1,6
4,40	52,00	68,0	52,7	1,1	47,9	2,1
4,60	51,00	68,0	51,7	1,1	47,0	2,1
4,80	201,00	218,0	201,7	1,7	118,6	0,8
5,00	150,00	175,0	150,7	1,8	83,7	1,2
5,20	133,00	160,0	133,8	2,2	60,8	1,6
5,40	43,00	76,0	43,8	1,0	43,8	2,3
5,60	118,00	133,0	118,8	1,4	84,9	1,2
5,80	160,00	181,0	160,8	2,1	76,6	1,3
6,00	153,00	185,0	153,8	2,2	69,9	1,4
6,20	228,00	261,0	229,0	1,7	134,7	0,7
6,40	400,00	425,0	401,0	0,0		0,0
6,60	500,00	0,0	501,0	0,0		0,0

SISMICA
RISULTATI DELL'INDAGINE MASW
Elaborati grafici e numerici

PROVINCIA DI BOLOGNA

COMUNE DI OZZANO DELL'EMILIA

Via dell'Ambiente

COMMITTENTE:
Dott. Geol. Piero Cavarocchi
Via Murri 44 - Bologna
40137

PROGETTO:
Indagine sismica integrata per la stima del parametro Vs30
DM 14/01/2008

RELAZIONE GEOFISICA

dott. geol. Paolo Durante
Ordine dei Geologi della Regione Abruzzo n.511

dott. geol. Giulio Dal Forno
Ordine dei Geologi della Regione Emilia Romagna n.1294

Envia Studio Associato di Geologia e Geofisica
di Durante, Dal Forno e Rispoli
via G.P. da Palestrina 1/4 - 40141 Bologna
www.envia.it

Data:30/10/2017 | Rif. Commessa: C103-2017 | Ed.: Finale

TUTTI I DIRITTI SONO RISERVATI - Questo documento è di proprietà esclusiva di ENVIA Studio Associato, non può essere copiato, riprodotto o divulgato ad altri senza autorizzazione

INDICE

1. Premessa 2
2. Normativa di riferimento 2
3. Il metodo *MASW* 4
4. Il metodo *HVSR* 5
5. Risultati dell'indagine sismica integrata 6
6. Bibliografia 8

ELENCO ALLEGATI

Allegato 1 Documentazione fotografica
Allegato 2 Sismogrammi indagine *MASW*
Allegato 3 Spettro di dispersione e curva *H/V*
Allegato 4 Velocità onde S in funzione della profondità

1. Premessa

Su richiesta del Dott. Geol. Piero Cavarocchi è stata effettuata una indagine sismica integrata (*MASW + HVSR*) in Via dell'Ambiente nel Comune di Ozzano dell'Emilia, al fine di stimare il parametro *Vs30* caratteristico dell'area, ossia la velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di profondità rispetto alla quota di imposta della fondazione, come prescritto dall'art. 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008.

2. Normativa di riferimento

Il D.M. 14 gennaio 2008 prevede che, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si renda necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi (art. 7.11.3). In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (cfr. Tabelle 1-2). Ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente *Vs30* di propagazione delle onde di taglio *S* entro i primi 30 metri di profondità.Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per i muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. La stima della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, il sito può essere classificato sulla base dei valori di N_{SPT} o della C_u. Le tabelle sotto riportate, oltre a una breve descrizione delle classi di sottosuolo, indicano gli intervalli dei tre parametri che individuano ciascuna di esse.

	Descrizione del profilo stratigrafico	***Parametri***		
		Vs30 (m/s)	$N_{SPT,30}$(colpi/ 30 cm)	$C_{u,30}$ (kPa)
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi*, caratterizzati da valori di *Vs30* superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	> 800	-	-
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di *Vs30* compresi tra 360	360-800	> 50	> 250

	e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30}$>50 nei terreni a grana grossa e $cu_{,30}$>250 kPa nei terreni a grana fina)			
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di *Vs30* compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero 15<$N_{SPT,30}$<50 nei terreni a grana grossa e 70<$cu_{,30}$<250 kPa nei terreni a grana fina)	180–360	15-50	70–250
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di *Vs30* inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30}$<15 nei terreni a grana grossa e $cu_{,30}$<70 kPa nei terreni a grana fina)	< 180	< 15	< 70
E	*Terreni dei sottosuoli tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con Vs> 800m/s)			

***Tabella 1** – Classificazione dei suoli secondo il D.M. 14 gennaio 2008 (Tabella 3.2.II).*

	Descrizione del profilo stratigrafico	***Parametri***		
		Vs30 (m/s)	$N_{SPT,30}$(colpi/ 30 cm)	$C_{u,30}$ (kPa)
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di Vs30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10< $cu_{,30}$<20 kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	< 100	-	10-20
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o di qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.			

***Tabella 2** – Categorie aggiuntive di sottosuolo(Tabella 3.2.III- D.M. 14 gennaio 2008).*

Il valore del parametro *Vs30*, secondo la normativa, è calcolato mediante la seguente espressione:

$$Vs30 = \frac{30}{\sum_{i=1}^{n} h_i / v_i} \quad m/s \qquad (1)$$

Dove h_i e v_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato *i*-esimo per un totale di *n* strati presenti nei 30 metri al di sotto del piano fondale. Tale velocità equivalente è ottenuta imponendo l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente, di spessore pari a 30 m, e nel terreno stratificato in esame, di spessore complessivo ancora pari a 30 m. Essa assume quindi valori differenti da quelli ottenuti dalla media delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di

limitato spessore. Lo scopo della definizione è quello di privilegiare il contributo degli strati più deformabili (C3.2.2 Circ. Min. 617 del 2 febbraio 2009).

3. Il metodo *MASW*

Per mezzo della tecnica *MASW* (*Multichannel Analysis of SurfaceWaves)*, Park et al., (1999), e quindi dello studio delle onde superficiali che comunemente dominano una porzione considerevole dei sismogrammi nelle indagini sismiche (sia per ampiezza relativa che per durata del segnale), è possibile ottenere delle stime del profilo di velocità delle onde S.

Le onde superficiali sono onde sismiche che si propagano parallelamente alla superficie del terreno, la cui ampiezza diminuisce esponenzialmente con la profondità e la cui energia si propaga in una fascia superficiale corrispondente a circa una lunghezza d'onda λ. In un mezzo reale, caratterizzato da proprietà meccaniche variabili con la profondità, le onde superficiali, in funzione di λ, penetrano strati con diverse caratteristiche e quindi la loro propagazione ne risulta influenzata in termini di velocità e tempi di arrivo: onde con λ differente si propagano a velocità di fase *cf* differente e pertanto si separano lungo il loro tragitto. Tale fenomeno è noto come dispersione.

L'idea su cui si fonda il metodo *MASW*, come altre metodologie che analizzano le onde superficiali, è quella di utilizzare il fenomeno della dispersione per derivare informazioni indirette sulle proprietà fisiche e reologiche del terreno, tra cui la densità, i parametri elastici e le velocità delle onde di taglio. A partire dall'intero campo d'onda, acquisito in campagna utilizzando un numero variabile di geofoni (di solito 12-24) allineati a spaziatura regolare (similmente a un classico esperimento di sismica a rifrazione), l'obbiettivo del metodo è di derivare una curva di dispersione sperimentale velocità di fase – frequenza (*cf -f*), la cui forma è associata alle proprietà meccaniche del terreno da indagare. Tale curva si può ottenere seguendo differenti metodologie di elaborazione del campo d'onda (trasformata tempo di ritardo-*slownessτ-p,* trasformata *f-k*). Il risultato è una nuova rappresentazione del campo d'onda dal dominio spazio-tempo a quello frequenza-*slowness* o frequenza-velocità di fase (la *slowness* è infatti il reciproco della velocità). Dato che le onde superficiali mostrano le ampiezze e le durate maggiori nel dominio spazio-tempo, anche nel dominio frequenza-velocità di fase, i massimi dello spettro saranno relativi alle differenti frequenze con cui si propagano le onde superficiali stesse. Dall'estrazione delle coppie frequenza-velocità di fase corrispondenti ai massimi d'intensità dello spettro si deriva la curva di dispersione sperimentale. In realtà, l'interpretazione degli spettri risulta spesso complicata dall'intrecciarsi dei modi superiori rispetto a quello fondamentale e/o alla generazione e propagazione di onde guidate. Un miglioramento nell'interpretazione degli spettri può essere ottenuto dalla comparazione tra spettro osservato e, in sovrapposizione, le curve di dispersione teoriche per i diversi modi di un

modello ritenuto plausibile per l'area in esame (Dal Moro, 2008). Generalmente quando la rigidezza degli strati aumenta gradualmente con la profondità il modo fondamentale risulta predominante a tutte le frequenze. Tuttavia esistono diverse stratigrafie, con strati rigidi compresi tra strati soffici o strati soffici compresi tra strati rigidi o con variazioni brusche di rigidezza con la profondità, in cui i modi superiori al primo diventano predominanti in certi intervalli di frequenza (Roma, 2006). Per la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio è poi necessario procedere alla fase d'inversione della curva di dispersione per ottenere un modello delle proprietà fisiche del sottosuolo.

4. Il metodo *HVSR*

Il metodo*HVSR* (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) proposto da Nogoshi e Igarashi (1970) e successivamente modificato da Nakamura (1989), si basa sull'analisi del rapporto spettrale tra le componenti orizzontale (*H*) e verticale (*V*) del rumore sismico registrato in un sito. Il rumore sismico è presente ovunque ed è generato sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica. Il rumore sismico è indicato spesso come microtremore poiché è caratterizzato da oscillazioni molto deboli (dell'ordine dei *μm/s*). I microtremori sono in parte costituiti da onde di volume, P o S, ma soprattutto da onde superficiali, la cui velocità è comunque prossima a quella delle onde S (Mulargia et al., 2007). Esiste un consenso generale sull'efficacia del metodo *HVSR* di fornire stime sulla frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo, almeno nel caso di un modello semplice unidimensionale con strato soffice al di sopra di uno strato rigido (Lachet and Bard, 1994; Lermo and Chavez-Garcia, 1994; Ibs-von Seht and Wohlenberg, 1999). In questo caso semplice, tale frequenza f_0 è legata allo spessore h dello strato soffice attraverso la seguente relazione:

$$f_0 = \frac{Vs}{4h} Hz \qquad (2)$$

Naturalmente, la complessità stratigrafica del sottosuolo produce curve *H/V* sperimentali con svariati picchi, per le quali non è possibile applicare un modello semplice. Tuttavia, attraverso il confronto delle curve sperimentali con curve *H/V* sintetiche, è possibile derivare profili di velocità delle onde di taglio S nel sottosuolo, in presenza di adeguati vincoli, ottenuti da prove geognostiche dirette o da altre indagini geofisiche (Fäh et al., 2001; Castellaro and Mulargia, 2009).

La tecnica di misura del rumore sismico richiede tempi di registrazione pari a 15-20 minuti e necessita di sensori tridirezionali da sismologia con messa in bolla, digitalizzatore 24 bit con elevata dinamica, elevato guadagno ed elevata frequenza di campionamento nativo, con minimizzazione del rumore elettro/meccanico.

5. Risultati dell'indagine sismica integrata

Le indagini *MASW* sono state realizzate con sismografo "*Echo 24/2002*" a 24 canali prodotto da *Ambrogeo* (Piacenza) connesso a 12 geofoni verticali con frequenza propria pari a 4,5 Hz, interspaziati tra loro di 3,5 m per un totale di 38,5 m (allegato 1). I dati sono stati acquisiti e salvati da un PC portatile alimentato a batteria. La sorgente sismica utilizzata è una mazza battente di 8 kg, posta ad una distanza di 10 m dal geofono 1.

Le misure di rumore sismico sono state effettuate a una distanza ridotta dal profilo *MASW* per un tempo di registrazione pari a 20 minuti. La strumentazione utilizzata è un tromografo digitale "*TrominoEngy*" della *Micromed* S.p.A.

In allegato 2 sono riportati i sismogrammi registrati da ognuno dei geofoni durante l'indagine MASW.

Lo spettro frequenza-velocità di fase, ottenuto attraverso il *software Geopsy* (Progetto *SESAME*), è riportato in allegato 3 assieme alla curva *H/V* e al grafico delle componenti dei canali velocimetrici relativi alla misura di rumore sismico; per l'elaborazione sono state considerate le componenti (N-S, E-W e Up-Down). Allo spettro frequenza-velocità di fase sono sovrimposti il *picking* del modo fondamentale (crocette nere) e le curve di dispersione sintetiche del modo fondamentale e di alcuni modi superiori (pallini bianchi) per il modello statisticamente migliore ottenuto dall'inversione. Questo modello è il risultato dell'inversione della curva di dispersione sperimentale ottenuta dall'indagine *MASW* ed eseguita attraverso due *software* differenti, *WaveEq* (*Geometrics*) e *SWAMI* (*Georgia Institute of Technology*). La minima frequenza scelta nell'operazione di *picking* è pari a circa 3,6 Hz e presenta una velocità di fase di 420,4 m/s, valori corrispondenti indicativamente ad una profondità compresa tra 38 e 57 m. Oltre tali profondità il profilo delle velocità viene inoltre stimato attraverso *fit* della curva *H/V* ottenuta dall'acquisizione del rumore sismico.

La curva *H/V* **presenta il suo massimo a circa 7,3 Hz**.

In allegato 4 sono riportati il grafico dell'andamento della velocità delle onde S in funzione della profondità, la tabella con i valori numerici e il grafico della variazione del parametro *Vs30* in funzione della profondità del piano di fondazione della struttura in progetto.

Dal modello di velocità derivato con la tecnica *MASW* è stato stimato il parametro *Vs30* rispetto all'attuale piano campagna, pari a **285,1 m/s**.

Ai sensi dell'art. 3.2.2 del D.M. 14/01/2008, unicamente sulla base del parametro *Vs30* relativo all'attuale piano campagna, il sottosuolo ricade in **categoria C**. Tuttavia il geologo incaricato sulla base della conoscenza stratigrafica dell'area, derivata dalla sua esperienza professionale e dalle indagini geognostiche condotte nel sito in oggetto, nonché considerando le caratteristiche dell'opera in progetto e la tipologia di fondazioni, è tenuto a validare l'attribuzione alla suddetta categoria e valutare se approfondire l'indagine per la definizione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica mediante studi specifici sulla risposta sismica locale, come indicato all'art. 7.11.3 del D.M. 14/01/2008.

Bologna, 30 Ottobre 2017

Dott. Geol. Giulio Dal Forno

Dott. Geol. Paolo Durante

6. Bibliografia

CastellaroS. and Mulargia F., (2009). The effect of velocity inversions on H/V, *Pure Appl. Geophys.* Volume 166, Number 4, 567-592.

Dal Moro, G., (2008) – *Tre divagazioni: il mito dell'inversione, MASW in Friuli, esempio di studio congiunto MASW-rifrazione* - Giornata di studio sul "Monitoraggio dinamico per la valutazione della sicurezza sismica dei ponti", Centro Internazione di Scienze Meccaniche (CISM), Udine, 18 aprile 2008.

Fäh D., Kind F. and Giardini D., (2001). A theoretical investigation of average H/V ratios, *Geophys. J. Int. **145**, 535-549.*

Ibs-von Seht M. and J. Wohlenberg, (1999). Microtremor measurements used to map thikness of soft sediments, *Bull. Seismol. Soc. Am. **89**, 250-259.*

Lachet C. and P. Y. Bard, (1994). Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitation of Nakamurasthecnique, *J. Phys. Earth **42**, 377-397.*

Lermo J. and F. J. Chavez-Garcia, (1994). Are microtremors useful in site response evaluation?, *Bull. Seismol. Soc. Am. **84**, 1350-1364.*

Mulargia F., Castellaro S., Rossi P.L., (2007). Effetti di sito e Vs30: una risposta alla normativa antisismica. *Il Geologo dell'Emilia Romagna Anno VII-2007 N.**25** - Nuova serie*

Nakamura Y., (1989).A method for dynamic characteristics estimates of subsurface using microtremor on the round surface, *QR of RTI, **30**, 25-33.*

Nogoshi M. e Igarashi T., (1970). On the propagation characteristics of microtremors, *J. Seism. Soc. Japa, **23**, 264-280.*

Park, C.B., Miller, R.D., and Xia J., **(1999)**- *Multichannel Analysis of surface waves* - Geophysiscs, **64**, 800-808.

Roma, V., (2006) – *Caratterizzazione sismica dei suoli con Il metodo MASW (Multichannel Analysis of surfacewaves)*- http://www.masw.it/downloads/Opuscolo_MASW_22_Gen_2007.pdf. microtremor on the round surface, *QR of RTI, **30**, 25-33.*

NORMATIVA

D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (Suppl. Ord. alla G.U. 4.2.2008, n. 29) – *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni.*

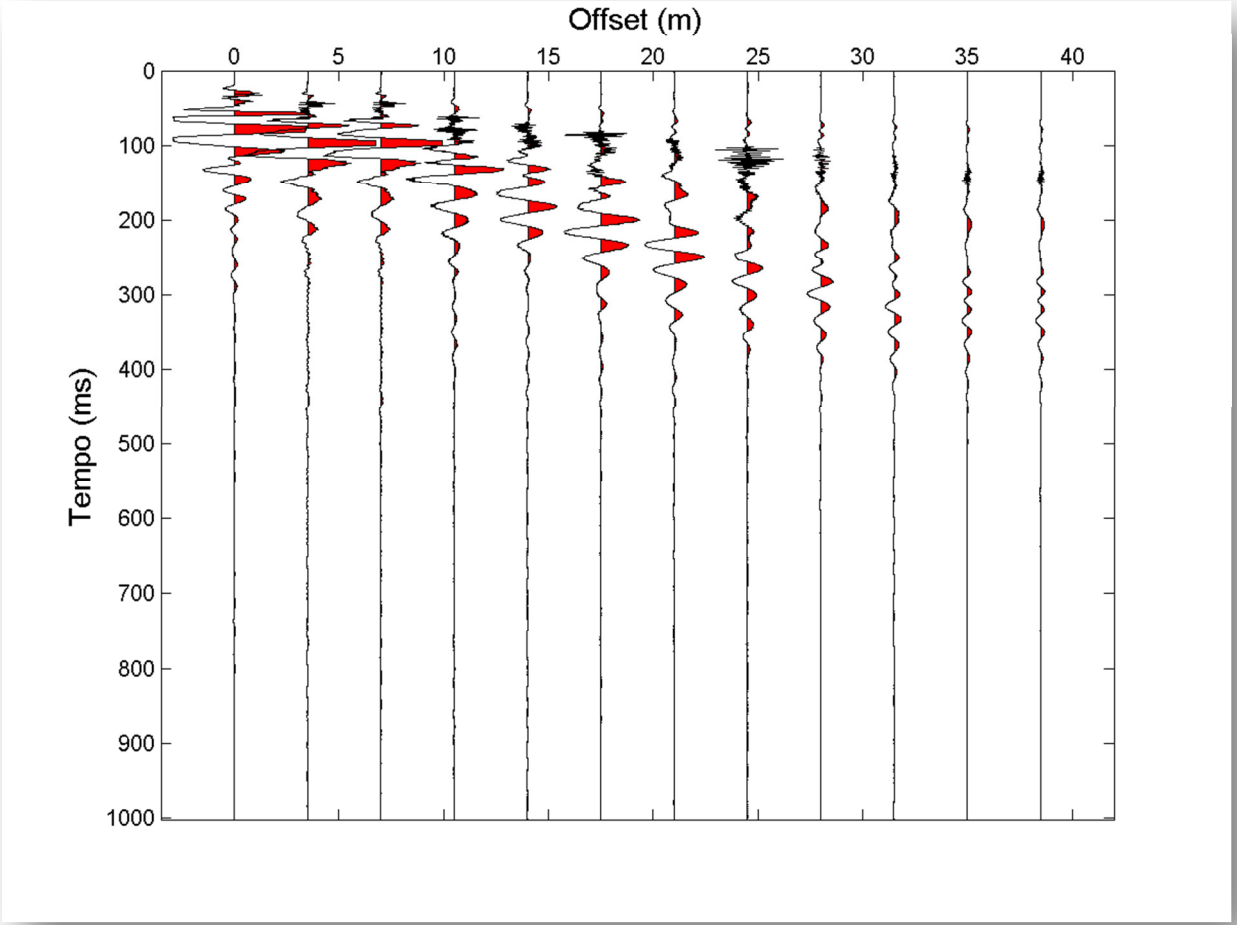
Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. (Suppl.Ord. alla G.U. 26.2.2009, n. 47) – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.*

Allegato 1 – Documentazione fotografica

Foto 1 – Ubicazione profilo sismico

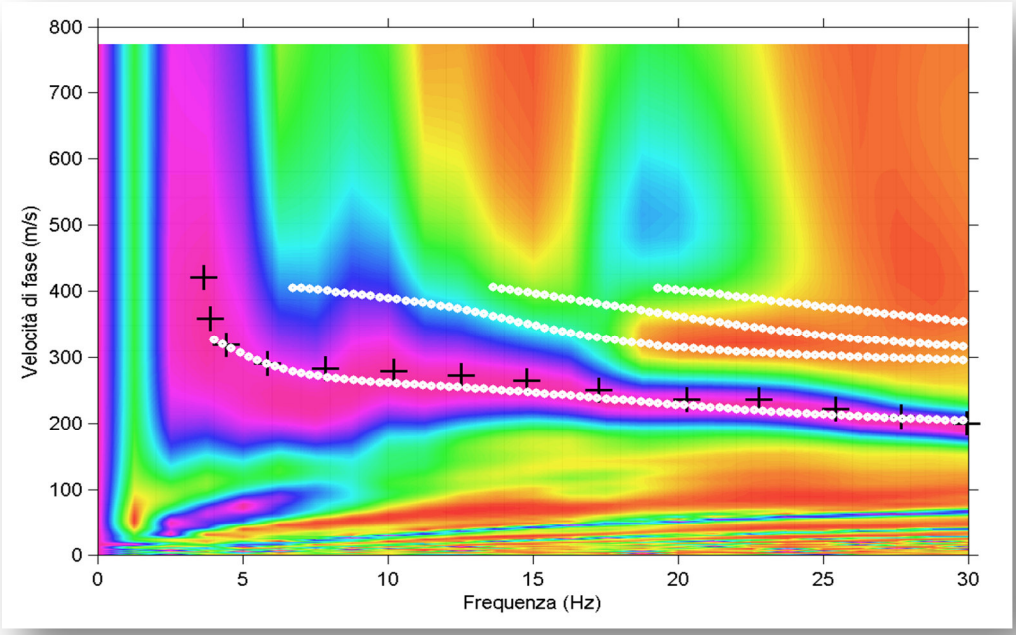
Foto 2 – Ubicazione misura *HVSR*

Allegato 2 – Sismogrammi



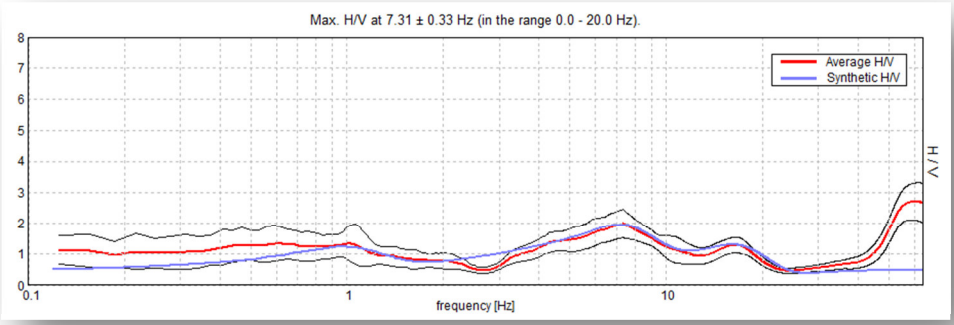
Sismogrammi acquisiti dai 12 geofoni durante l'indagine. La sorgente è posta ad una distanza di 10 m dal geofono 1. La spaziatura tra i geofoni è di 3,5 m.

Allegato 3 – Spettro di dispersione

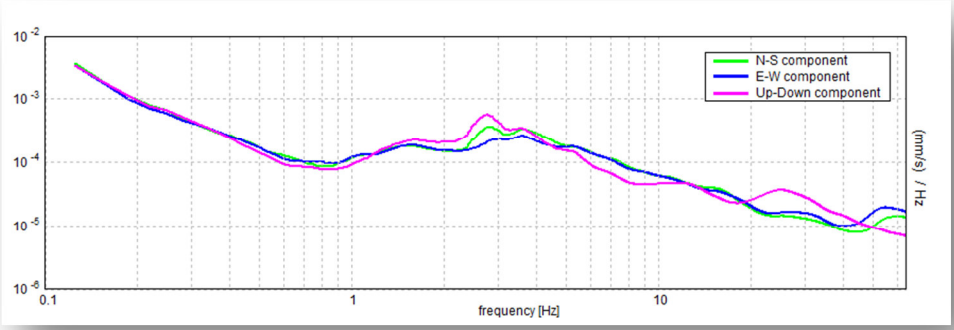


in alto: Spettro frequenza-velocità di fase dei dati acquisiti durante l'indagine. Sovrimposti allospettro sono il pickingdel modo fondamentale (crocette nere) e le curve di dispersione sintetiche del modo fondamentale e di alcuni modi superiori (pallini bianchi).
inbasso: Curva H/V **(A)** e andamento delle tre componenti velocimetriche (N-S, E-W, Up-Down) **(B)**

A

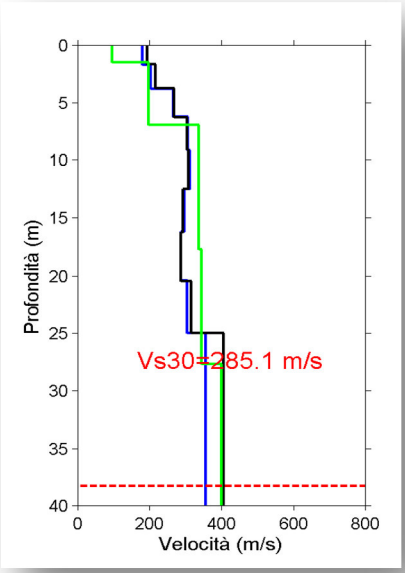


B



Allegato 4 – Velocità onde S in funzione della profondità

A

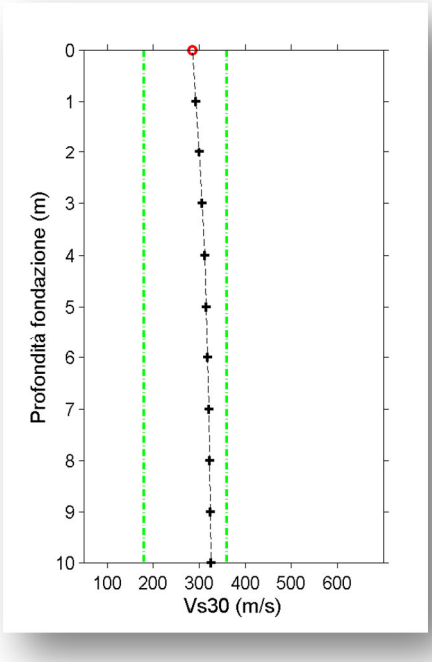


(A) Andamento della velocità delle onde S in funzione della profondità. Vengono riportati in nero i valori ottenuti con il programma WaveEq (Geometrics) e in blu i valori derivati con il programma SWAMI (Georgia Institute of Technology), relativamente all'indagine MASW; in verde viene indicato l'andamento ottenuto mediante inversione della curva *H/V,* vincolata nella parte superficiale attraverso i valori ottenuti dall'indagine *MASW*. La linea tratteggiata in rosso rappresenta la profondità stimata per la frequenza più bassa scelta durante l'operazione di *picking*. A profondità maggiori l'andamento delle velocità delle onde S è stimato mediante *fit* della curva H/V.

B

Spessore (m)	Vs WaveEq (m/s)	Spessore (m)	Vs SWAMI (m/s)	Spessore (m)	Vs HVSR (m/s)
1.7	193.5	1.7	180.1	1.5	97.0
2.1	216.5	2.1	204.0	5.4	197.0
2.5	268.1	2.4	266.8	10.8	337.0
2.9	304.5	3.0	306.9	10.0	345.0
3.3	307.4	3.3	312.2	68.0	400.0
3.7	292.7	3.7	297.4	inf	615.0
4.2	287.0	4.2	287.1		
4.6	316.8	4.6	304.3		
15.0	406.2	15.0	356.3		
inf	441.3	inf	452.9		

C



(B) La prima, terza e quinta colonna riportano gli spessori degli strati dei modelli ottenuti dall'indagine MASW (colonne 1 e 3) e dall'indagine *HVSR* (colonna 5). La secondae la quarta colonna contengono le velocità stimate attraverso la tecnica *MASW* utilizzando i programmi WaveEq e SWAMI; la sesta colonna riporta le velocità stimate mediante inversione della curva H/V. Sono evidenziati in azzurro i valori di velocità e i relativi spessori utilizzati per il calcolo del parametro Vs_{30};**(C)**andamento del parametro Vs_{30} in funzione della variazione della profondità del piano fondale della struttura in progetto. Le linee in tratteggio di colore verde indicano i limiti 180 m/s e 360 m/s rispetto alla tabella 1 (crf. §2).