

COMUNE DI PIACENZA

PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI" CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO PROGETTO ARCHITETTONICO

PROPONENTE



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL

VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

**COMPATIBILITÀ DELLE AZIONI DI TRASFORMAZIONE
URBANISTICA PREVISTE AI SENSI DELLA Del. A. L. RER
n.112/2007 e DGR 2193/2015
RELAZIONI GEOLOGICHE - IDROGEOLOGICHE - GEOTECNICHE
E SISMICHE**

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI

VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e.mail: glusig@tin.it

FIRME



I progettisti si riservano, a termini di legge, la proprietà del presente documento. La riproduzione anche parziale è vietata

DIMENSIONI	CONSEGNA	SCALA	TAVOLA
---	20.02.2018	---	PDC_07_B

COMUNE DI PIACENZA

PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI" CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO PROGETTO ARCHITETTONICO

PROPONENTE



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL

VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

**COMPATIBILITÀ DELLE AZIONI DI TRASFORMAZIONE
URBANISTICA PREVISTE AI SENSI DELLA Del. A. L.
RER n. 112/2007 e DGR 2193/2015**

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI

VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e.mail: glusig@tin.it

FIRME



I progettisti si riservano, a termini di legge, la proprietà del presente documento. La riproduzione anche parziale è vietata

DIMENSIONI	CONSEGNA	SCALA	TAVOLA
---	20.02.2018	---	PDC_07_B

COMUNE DI PIACENZA

Provincia di Piacenza

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINO DEGLI ORTI" PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

***Compatibilità delle azioni di trasformazione urbanistica previste
ai sensi della Del.A.L. RER n.112/2007 e DGR 2193/2015***

INTEGRAZIONE

***Committente:
Consorzio Agrario Terrepadane srl
Via Colombo 35
29122 Piacenza***

**Iusignani
dott. filippo**

**servizi di geologia
cave ed ambiente**

SETTEMBRE 2017

PREMESSA

La Regione Emilia Romagna attraverso uno specifico apparato normativo ha voluto, da oltre un decennio, indirizzare l'attività di pianificazione territoriale degli Enti locali verso una progressiva riduzione del rischio sismico sul territorio regionale; in particolare con l'approvazione dell'atto di coordinamento tecnico denominato "*Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica [...] per la pianificazione territoriale e urbanistica*" di cui alla deliberazione dell'Assemblea legislativa del 2 maggio 2007 n°112 ha definito i criteri di approfondimento differenziati (livelli) a seconda delle fasi di programmazione affrontate e del contesto di pericolosità locale riscontrato.

Recentemente, la Giunta Regionale ha approvato l'aggiornamento a tale indirizzi con la delibera del 21 dicembre 2015 n°2193.

Il presente studio sulla risposta sismica locale costituisce un'analisi di "*microzonazione sismica*" di Secondo Livello (analisi semplificata).

MICROZONAZIONE SISMICA **(secondo livello di approfondimento)**

Pericolosità di base e sismicità del territorio

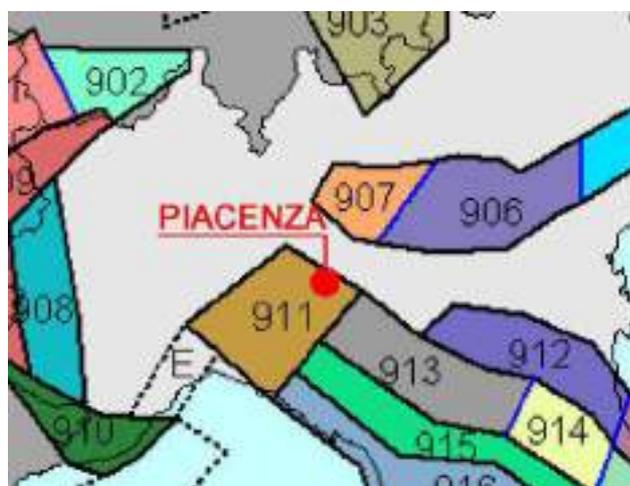
In primo luogo è opportuno ricordare che nel gennaio 2017 è stato redatto lo studio "*Relazione geologica e idrogeologica con caratterizzazione sismica del sottosuolo*" allegato al procedimento di VIA.

Tale studio è stato corredato da indagini geognostiche (sondaggi a carotaggio e trincee con escavatore) e da prove geofisiche specifiche per la caratterizzazione litostratigrafia e sismica del sottosuolo i cui risultati sono stati utilizzati per la redazione del presente elaborato tecnico.

Di seguito si riassumono le principali caratteristiche dell'area in studio e di un suo immediato intorno:

- l'area ricade entro il sistema deposizionale della pianura alluvionale ad alimentazione mista (depositi quaternari olocenici degli affluenti del Po della piana alluvionale costituiti da terreni di prevalente natura ghiaiosa), più a sud, e ad alimentazione assiale (depositi del F.Po), nel settore più settentrionale; da un punto di vista geomorfologico si presenta del tutto stabile e completamente pianeggiante.
- l'area ricade in una porzione di pianura che non risente in modo diretto dell'attività di faglie attive o di altre strutture potenzialmente sismogenetiche.
- le sorgenti sismogenetiche al contorno della città di Piacenza, potenzialmente in grado di generare sismi con magnitudo $M > 4$, sono contenute nel Catalogo NT4.1(1997) che raccoglie gli eventi principali con $I_{MCS} > 4$ avvenuti dal 1000 al 1980; nell'area del comune di Piacenza e zone immediatamente circostanti, si possono estrarre otto terremoti con intensità epicentrale MCS $I=4-6$ e cinque con $I=6-8$: in termini di magnitudo tali eventi sono pari a $M=5-6$.
- la città di Piacenza ricade nella Zonazione Sismogenetica ZS9 ed in particolare nella zona 911, dove le zone ipocentrali si distribuiscono a profondità comprese tra 8 e 12 km con valori massimi di magnitudo $M = 5,68$
- le Tabelle sopra citate dimostrano come il massimo evento sismico censito a Piacenza si sia ripetuto due volte: il 5/11/1738 e il 7/4/1786 con intensità al sito del VII grado della scala Mercalli (MCS)
- in base alla riclassificazione sismica dei comuni su tutto il territorio nazionale (O.P.C.M. n.3274/2003), il capoluogo comunale appartiene alla

zona sismica 4, cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo¹ (ag)<0,05g.



Stralcio Zonazione Sismogenetica ZS9

- nel corso di prove geofisiche² eseguite nel gennaio 2017 il valore Vs30, calcolato con l'eq.3.2.1. delle NTC 2008, è pari a 490 m/s, cui corrisponde una categoria di "suolo di tipo B".
- in base alla Tav. A4.2 del PTCP vigente "Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali" (di seguito riportata), l'area in studio è compresa nei "depositi detritici, alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con Vs30<800 m/s e assimilati" corrispondenti alla "Classe D"; le caratteristiche geologico-geomorfologiche di tali terreni sono tali da determinare l'insorgenza di effetti sismici locali, legati esclusivamente a fenomeni di amplificazione litologica.

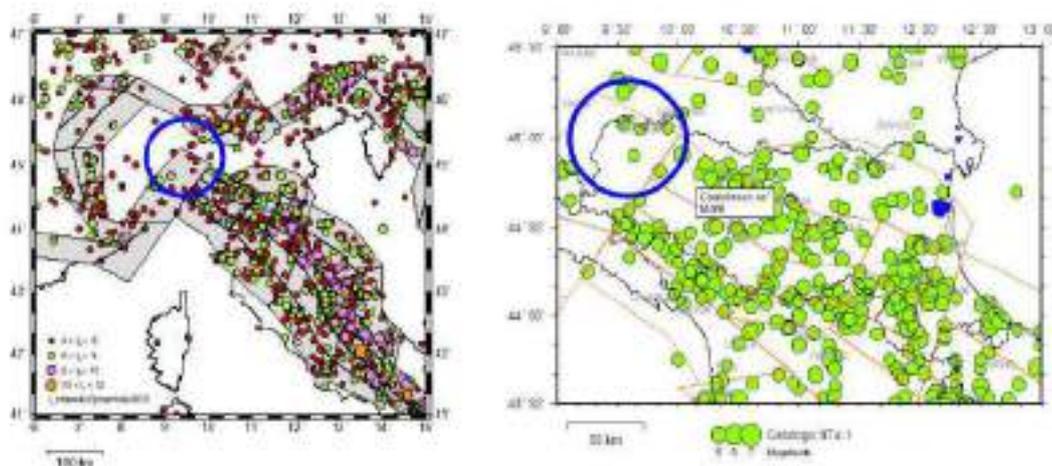


Figura 7.2 – Epicentri dei terremoti che hanno interessato l'area in esame, in funzione dell'intensità macro-sismica (I_{mcs} > 4) e della magnitudo.

¹ con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni

Tabella 7.2 – Caratteristiche dei principali eventi sismici verificatisi nell'area in esame.

Anno	Mese	Giorno	Latitudine	Longitudine	Intensità Epicentrale	Intensità a (Piacenza)	Intensità a (Piacenza)	Distanza epicentrale	Località con massimi effetti
1303	3	22	45,05	9,69	5,5	5,5	5,5	1	Piacenza
1738	11	5	44,91	10,03	7		7		Parma
1786	4	7	45,30	9,59	6,5	5,7	7	27	Piacenza
1837	4	11	44,17	10,18	9,5	5,9		106	Alpi Apuane
1887	2	23	43,92	8,07	9		5,5		Liguria occidentale
1901	10	30	45,58	10,50	8		6		Salò
1910	1	23	44,90	9,63	5,5	5,5		18	Fonte dell'Olivo
1951	5	15	45,25	9,55	6,5		6		Lojgiano

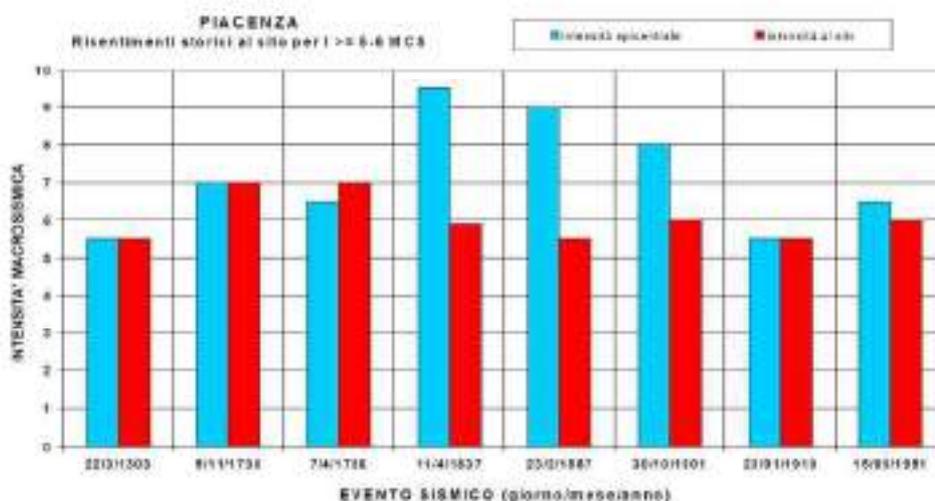
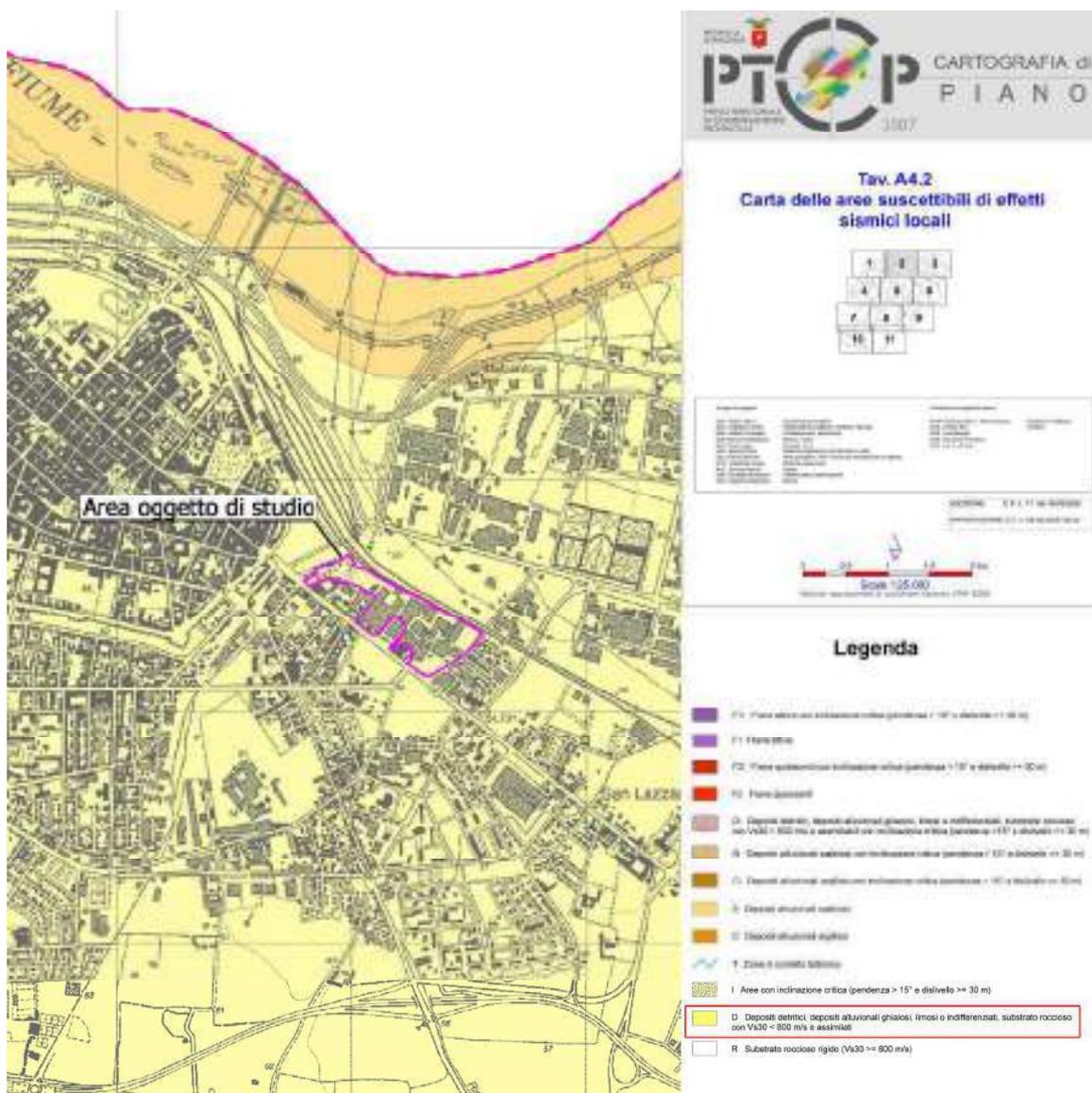


Figura 7.3 – Intensità macrosismica dei principali eventi sismici verificatisi nell'area in esame.

Infatti, in base alle caratteristiche granulometriche e geotecniche emerse, dalle indagini geognostiche e geofisiche (illustrate nella Relazione del Gennaio 2017, cui si rimanda), il rischio di liquefazione del suolo può essere escluso.

² secondo la metodologia MASW



Stralcio TAV. A4.2 a corredo del PTCP vigente

Risposta sismica locale (RSL)

In merito al valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo³ per l'area in esame, si è fatto riferimento a quanto contenuto nell'allegato A4 del DAL 2139/2015 dove vengono forniti per l'intero territorio regionale i valori di ag riferiti ad un reticolo di nodi con passo 0,05 gradi (consultabile nel sito web del "Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli" della RER).

³ espressa in funzione dell'accelerazione di gravità g (a_{refg}), con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni corrispondente al periodo di ritorno $T = 475$ anni

Nel caso in esame, si è assunto il valore di a_{refg} del nodo più vicino all'area in studio che risulta:

$$a_{refg} = 0,0941g \text{ (coordinate nodo } 9^{\circ} 42' 47'' \text{ E; } 45^{\circ} 2' 41'' \text{ N)}$$



Stralcio Allegato 4 – DGR 2193/2015: valori di a_{refg} definiti nei punti della griglia regionale

Valutazione dei fattori di amplificazione sismica

Per l'area in esame, come già riportato in premessa, viene eseguita un' "Analisi semplificata - Il Livello di Approfondimento"; di seguito viene stimato il grado di vulnerabilità sismica legato alla presenza di effetti locali generati dalle sole particolari caratteristiche litologiche dei terreni che si concretizza con una stima della risposta sismica dei terreni in termini di Fattore di Amplificazione (FA) espressi sia in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA0) sia di rapporto di intensità di Housner o spettrale (SI/SI0). In base all'ALL. A2 delle citate Linee Guida della RER, applicando, nello specifico, il

contesto geologico definito "Pianura 2", a fronte di un valore di $V_{s30} = 490^4$ m/s per l'area in esame si ottengono i seguenti coefficienti di amplificazione:

- F.A. PGA = **1.5**
- F.A. SI1 ($0.1s \leq T_0 \leq 0.5s$) = **1.6**
- F.A. SI2 ($0.5s \leq T_0 \leq 1.0s$) = **2.0**
- F.A. SI3 ($1.0s \leq T_0 \leq 1.5s$) = **2.0**

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito secondo DGR n°2193/2015

Tenuto quindi conto dell'accelerazione al suolo di riferimento (0,0941 g) e del coefficiente di amplificazione definito con la microzonazione dell'area in oggetto (1,5), l'accelerazione alla sommità del deposito (superficie del suolo) risulta essere pari a:

$$a_{\max} = 0,0941 \times 1,5 = 0,141 \text{ g}$$

Frequenza caratteristica di risonanza del sito

Fermo restando le risultanze delle indagini e prove eseguite del gennaio 2017, cui si rimanda per approfondimenti, in occasione del presente studio è stata eseguita una Prova sismica passiva a stazione singola (metodo HVSR) per la determinazione della frequenza caratteristica del sito.

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera.

Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali⁵ sia all'azione antropica⁶.

E' stato utilizzato un tromografo "ECHO TROMO-3" (Ambrogeo®) dotato di geofono tridirezionale frequenza propria 4,5Hz; in particolare è stata eseguita n.1 misurazione, lungo la verticale in corrispondenza del punto dell'indagine MASW con frequenza di campionamento pari a 157 Hz .

Le rilevazioni sismiche, eseguite in data 31 agosto 2017, sono state confrontate ed "ancorate" agli spessori litostratigrafici rinvenuti nel limitrofo sondaggio a carotaggio continuo n°3⁷, in modo tale da calibrare il profilo nei primi metri di suolo e poterne estrapolare le caratteristiche a profondità maggiori.

⁴ risultato dall'esecuzione dell'indagine Masw

⁵ moto ondoso, perturbazioni atmosferiche ecc...

⁶ traffico veicolare, macchinari, ecc..

⁷ realizzato nell'ambito dello studio " Indagini geognostiche e parametrizzazione geotecnica e sismica del sottosuolo" (febbraio 2017) redatto dallo scrivente

Successivamente i dati relativi alla misura sono stati elaborati tramite il software dedicato "Geo HVSR" ver. 1.3 prodotto da ProgramGeo di Carpenedolo (BS) con un processing che ha valutato l'affidabilità della curva ricavata, verificando se fossero rispettati i criteri riportati nelle linee guida del progetto europeo SESAME (Site EffectS assessment using Ambient Excitations, 2005). Di seguito si riportano i risultati della rilevazione sismica.

Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V, fatto questo che consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze di risonanza del terreno.

Analizzando il risultato della prova emerge come la frequenza di vibrazione principale del terreno risulti pari a 2.34 Hz

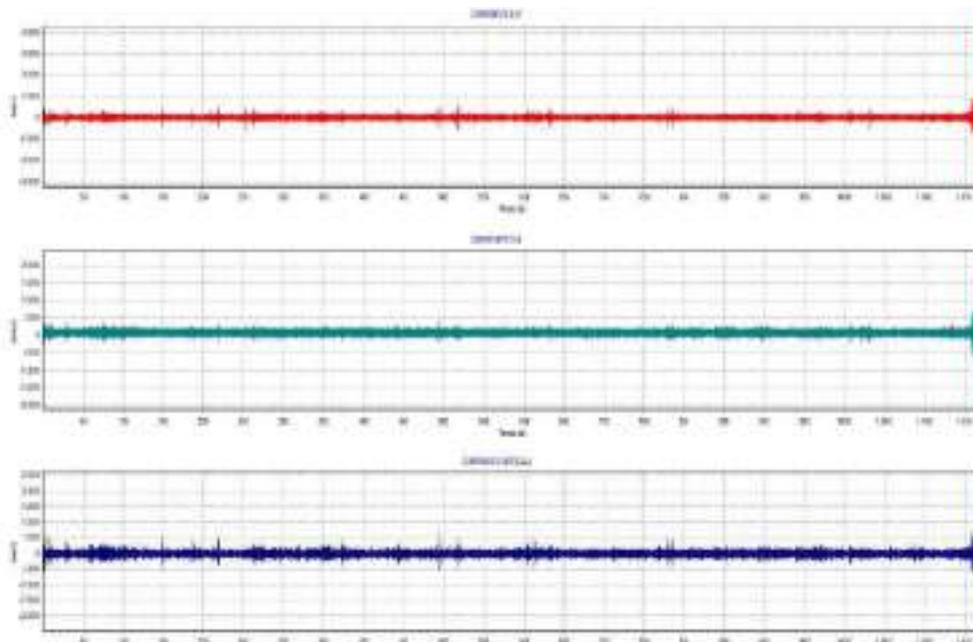


Tromografo in fase di misura

Frequenza (Hz)	Ampiezza	K_g
2.34	2.75	3.23
4.29	2.01	0.94
20.74	1.25	0.08

Parametri picchi stratigrafici da spettro H/V nell'intervallo 0,2 - 20 Hz

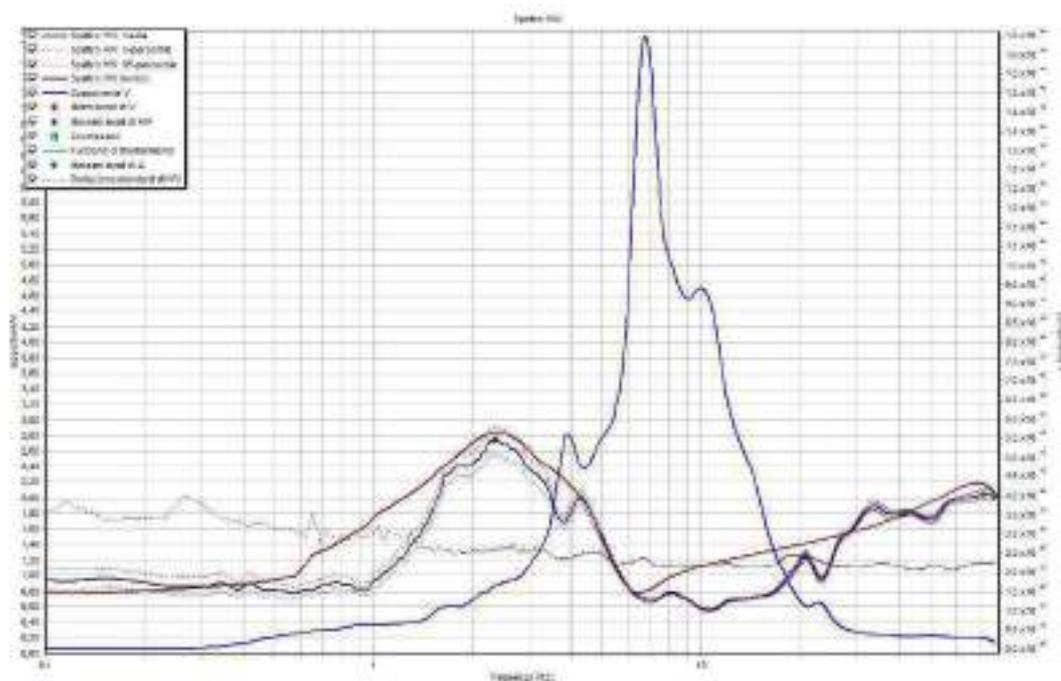
L'indice di vulnerabilità del sito (costante di Nakamura K_g) viene calcolato facendo riferimento ai soli picchi stratigrafici dello spettro H/V posti a frequenze inferiori o prossime a 10 Hz, in quanto quelli presenti a frequenze superiori non sono significativi dal punto di vista della vulnerabilità sismica.



Record sismici nelle tre componenti spaziali

Nel caso in esame i picchi H/V stratigrafici individuati hanno fornito un valore massimo di K_g uguale a 3.23; in base a tale risultanza il sito può essere classificato come a bassa pericolosità sismica locale.

La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati.



Confronto fra la curva H/V sperimentale e quella teorica

CONCLUSIONI

L'area oggetto dell'accordo di programma, classificata in "zona 4" all'O.P.C.M. 3274 e s.m.i., è pianeggiante e stabile; non sono presenti fenomeni geologici e geomorfologici attivi in grado di comprometterne la stabilità; il suolo di fondazione dal punto di vista sismico, è classificato "categoria B".

La successione stratigrafica è rappresentata, al di sotto dello spessore dei materiali di riporto rilevati durante le campagne di indagine eseguite, da depositi prevalentemente ghiaiosi ad elevato addensamento.

Relativamente agli aspetti sismici, l'area è soggetta ad un'attività medio-bassa, indotta sia da terremoti documentati con epicentro nell'ambito del territorio provinciale sia, di riflesso, dagli eventi più intensi provenienti dalle limitrofe province; nell'area oggetto di studio non sono presenti faglie superficiali e/o discontinuità tettoniche tali da indurre un pericolo sismico aggiuntivo.

Anche in merito al rischio di liquefacibilità del sottosuolo è stato verificato che le caratteristiche stratigrafiche dell'area non consentano di dare luogo a tale fenomeno.

Fattori di amplificazione sismica per la valutazione degli effetti litologici

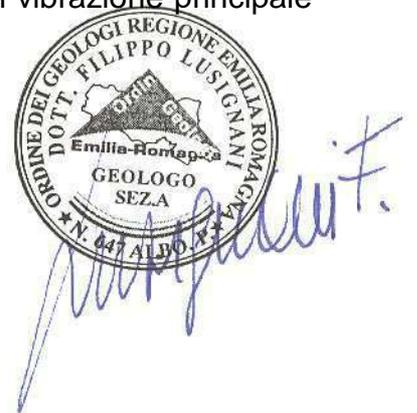
- F.A. PGA = 1.5
- F.A. SI1 ($0.1s \leq T_0 \leq 0.5s$) = 1.6
- F.A. SI2 ($0.5s \leq T_0 \leq 1.0s$) = 2.0
- F.A. SI3 ($1.0s \leq T_0 \leq 1.5s$) = 2.0

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito secondo DGR n°2193/2015

$$a_{\max} = 0,0941 \times 1,5 = 0,141g$$

Frequenza caratteristica di risonanza del sito

Dalla prova HVSR eseguita è emerso come la frequenza di vibrazione principale del terreno risulti pari a 2.34 Hz.



**PROGRAMMA DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA
"ANALISI DI MICROZONAZIONE SISMICA"**

PROVA HVSR
validazione curva H/V secondo criteri
SESAME

Tabella parametri picchi stratigrafici da spettro H/V delle onde di Rayleigh e Love V1

Criteri SESAME (2005) per una curva H/V attendibile S1: $f_p > 10/L_w$ - S2: $L_w \times N_w \times f_p > 200$ - S3: $s_a < 2$ per $0.5f_p < f < 2f_p$

LEGENDA: L_w =lunghezza della finestra (s) - $N_w=n$. finestre - f_p (Hz)=frequenza del picco stratigrafico - s_a =deviazione standard

N.	fz(Hz)	H/V	Kg	H1(m)	H2(m)	H3(m)	S1	S2	S3
1	2,34	2,75	3,23	17,48	10,18	8,62	Si	Si	Si
2	4,29	2,01	0,94	7,78	4,53	3,83	Si	Si	Si
3	20,74	1,25	0,08	0,95	0,56	0,47	Si	Si	Si
4	41,66	1,81	0,08	0,38	0,22	0,19	Si	Si	Si
5	42,05	1,81	0,08	0,37	0,22	0,18	Si	Si	Si
6	72,48	2,05	0,06	0,18	0,1	0,09	Si	Si	Si
7	78,5	2,02	0,05	0,16	0,09	0,08	Si	Si	Si

COMUNE DI PIACENZA

PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI" CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROPONENTE



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL

VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

RELAZIONI GEOLOGICHE, IDROGEOLOGICHE E GEOTECNICHE

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI

VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e.mail: glusig@tin.it

FIRME



NOTE

I progettisti si riservano, a termini di legge, la proprietà del presente documento. La riproduzione anche parziale è vietata

CONSEGNA

MARZO 2017

INDICE

Relazioni

- Relazione geologica, idrogeologica con caratterizzazione sismica del sottosuolo
- Indagini geognostiche e parametrizzazione geotecnica e sismica del sottosuolo
- Relazione geologica e geotecnica preliminare - Zona Alberghiera - Imm. A e B
- Relazione geologica e geotecnica preliminare - Zona Commerciale, Terziario residenziale - Imm. F, G, H, I, L
- Relazione geologica e geotecnica preliminare - Zona Terziario-commerciale - Imm. R e T

Allegati Grafici

Tav. 01	Planimetria generale - Stato di fatto	scala 1:1.000
Tav. 02	Carta delle indagini geognostico-ambientali	scala 1:1.000
Tav. 03	Cartografia delle coperture in cemento-amianto	scala 1:1.000
Tav. 04	Cartografia delle aree con presenza di coibentazioni	scala 1:1.000
Tav. 05	Cartografia delle aree a maggior rischio potenziale	scala 1:1.000
Tav. 06	Punti indagine per la caratterizzazione	scala 1:1.000

COMUNE DI PIACENZA

PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI"

CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROPONENTE



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL

VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

RELAZIONE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA CON CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI

VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e.mail: glusig@tin.it

FIRME



NOTE

I progettisti si riservano, a termini di legge, la proprietà del presente documento. La riproduzione anche parziale è vietata

CONSEGNA

GENNAIO 2017

COMUNE DI PIACENZA

Provincia di Piacenza

**ACCORDO DI PROGRAMMA
"MOLINO DEGLI ORTI"
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**

*Relazione geologica e idrogeologica con caratterizzazione
sismica del sottosuolo*

Committente:

Consorzio Agrario Terrepadane srl

Via Colombo 35

29122 Piacenza

Iusignani

dott. filippo

servizi di geologia
cave ed ambiente

Gennaio 2017

INDICE

PREMESSA	pag. 3
OGGETTO DELL'INCARICO	pag. 4
INQUADRAMENTO TERRITORIALE E STORICO	pag. 5
INQUADRAMENTO GEOLOGICO	pag. 7
• assetto geologico-strutturale della pianura padana	pag. 8
• condizioni morfologiche locali.....	pag. 9
• condizioni geolitologiche locali.....	pag. 11
• sistema idrografico	pag. 12
• assetto stratigrafico e subsidenza	pag. 14
• assetto idrostratigrafico e idrogeologico	pag. 15
• analisi storica e comportamento idrodinamico dell'acquifero, piezometria e campo di moto della falda	pag. 17
• vulnerabilità dell'acquifero	pag. 28
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO ..	pag. 29
• trincee geognostiche	pag. 29
• pozzi a stratigrafia nota	pag. 42
• indagini geognostiche per altri studi in zone circostanti	pag. 46
MODELLO GEOLOGICO/GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	pag. 58
CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO	pag. 59
CONCLUSIONI.....	pag. 65

ALLEGATI:

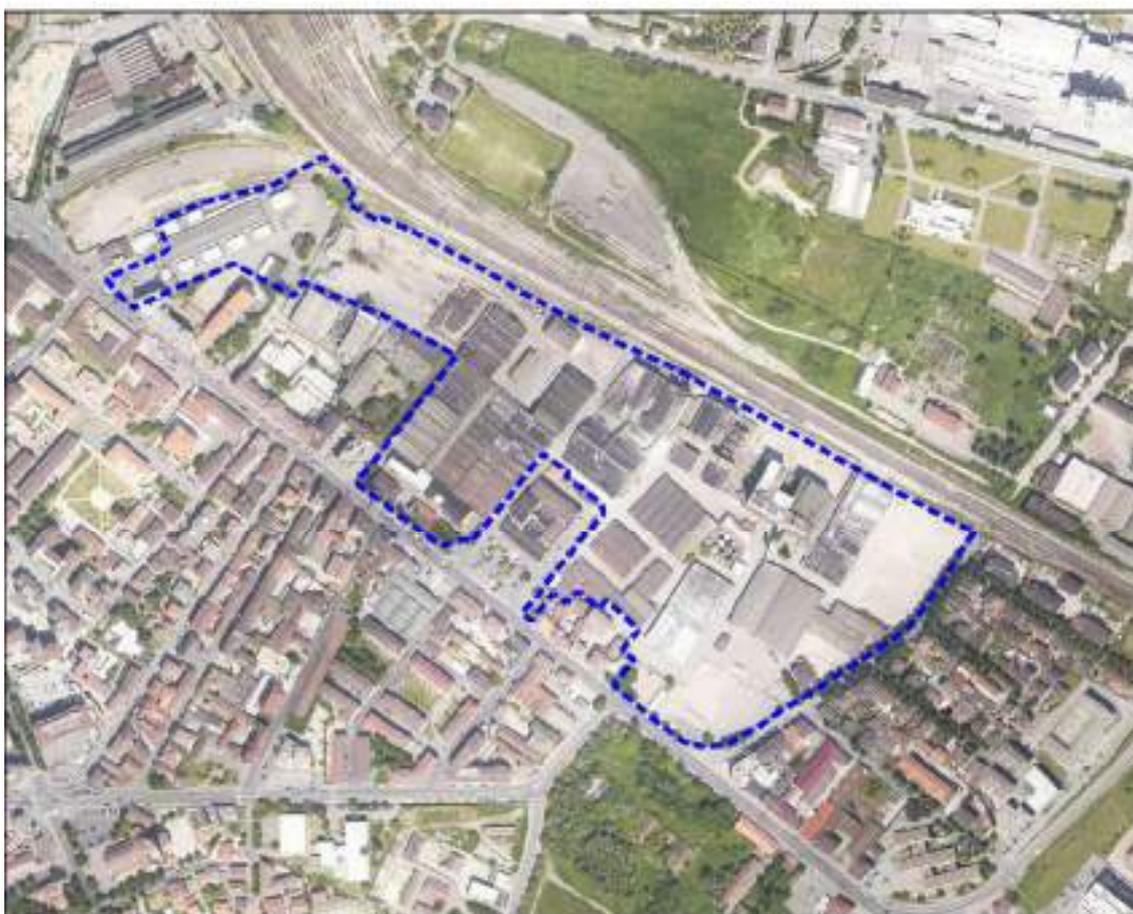
- Stratigrafia sondaggio a carotaggio in area circostante
- Pozzi a stratigrafia nota
- Prove penetrometriche

PREMESSA

L'area dell'Ex Consorzio Agrario di Piacenza è ubicata alcune centinaia di metri a Sud-Est della stazione ferroviaria di Piacenza, tra la ferrovia MI-BO a Nord e via C.Colombo a Sud, sviluppandosi ad Est fino a via Pennazzi e ad Ovest fino alla nuova stazione delle corriere di via dei Pisoni.

L'area, intensamente antropizzata sia prima che soprattutto dopo gli eventi bellici della seconda guerra mondiale, giace ad una quota media s.l.m. prossima a m 55.

Il presente studio, oltre a classificare l'area sotto l'aspetto geologico e idrogeologico generale, è volto ad avere un preliminare quadro delle caratteristiche stratigrafiche del primo sottosuolo.



Area interessata da riqualificazione urbana



OGGETTO DELL'INCARICO

In data 12 gennaio lo scrivente ha ricevuto l'incarico dal Consorzio Agrario Terrepadane scrl per la redazione del presente studio.

L'incarico prevede le seguenti fasi di lavoro:

- Realizzazione indagine storica, definizione andamento della falda, caratteristiche idrogeologiche e definizione del modello concettuale d'analisi
- Inquadramento geologico e litostratigrafico dell'area basati su dati e indagini desunti da studi precedenti in aree circostanti
- Identificazione delle aree a maggior rischio potenziale ed individuazione parametri da analizzare in base ai pregressi utilizzi delle superfici
- Assistenza alle trincee esplorative e al prelievo dei campioni con stesura stratigrafie
- Assistenza al prelievo dei campioni di acqua dai pozzi esistenti;
- redazione cartografia tematica

INQUADRAMENTO TERRITORIALE E STORICO

L'ex Consorzio Agrario di Piacenza nacque ai primi del 1900: l'area occupa una superficie di oltre 120.000 mq.

L'area è ubicata nella zona centro orientale del capoluogo compresa tra le infrastrutture ferroviarie¹ che dipartono dalla Stazione FFSS di Piacenza ed il tratto urbano della S.S. n.9 Via Emilia²; trattasi di una zona storicamente contraddistinta da un'intensa antropizzazione dovuta anche al risultato del grande bombardamento subito durante la seconda guerra mondiale (Ottobre 1944).



Foto area durante i bombardamenti dell'area del Consorzio Agrario (ottobre 1944)

¹ dirette verso Bologna

² via Cristoforo Colombo

A seguito di tali bombardamenti gran parte degli immobili originari del Consorzio sono andati in gran parte distrutti; come si evince dalle foto storiche e dal censimento dei danni bellici, tutta la parte centrale del comparto venne rasa al suolo, mentre le zone ad est e ad ovest, subirono gravi danni.

Ciò premesso, dopo la fine della guerra vennero ripristinate le attività produttive le attività legate alla produzione di concimi e altri prodotti dell'agricoltura che successivamente nell'ultimo ventennio hanno perso la loro funzionalità e utilità e che attualmente si presentano in fase di dismissione e/o comunque caratterizzati da un diffuso stato di degrado.

Unica eccezione sono il Palazzo dell'Agricoltura, alcuni magazzini, le officine collocate nella porzione occidentale e i depositi che occupano la porzione orientale del complesso industriale.

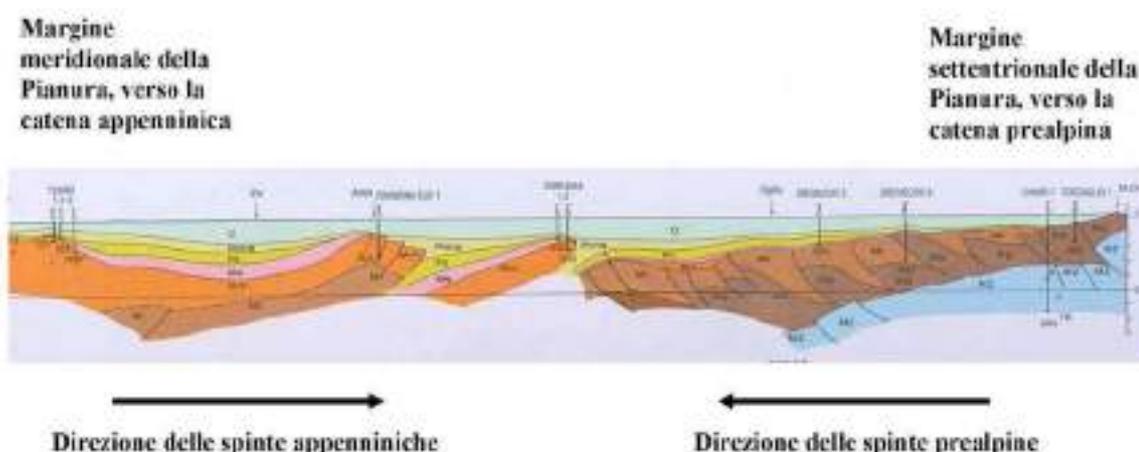


Panoramica del Silos cereali (a destra) e fabbrica acido solforico (a sinistra)

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Assetto geologico-strutturale della pianura padana

L'assetto fisico del territorio comunale di Piacenza ha seguito le sorti della pianura padana e del fronte Appenninico settentrionale, nel corso della loro storia evolutiva. Dal Cretacico (circa 100 MA) fino ai giorni nostri, la regione padana e appenninica è stata soggetta ad alterne fasi di compressione e stasi tettoniche, instauratesi dalle interazioni tra la placca africana e la placca eurasiatica e dalla microplacca dell'Arco Appenninico Settentrionale e dalla Microplacca Adriatica.



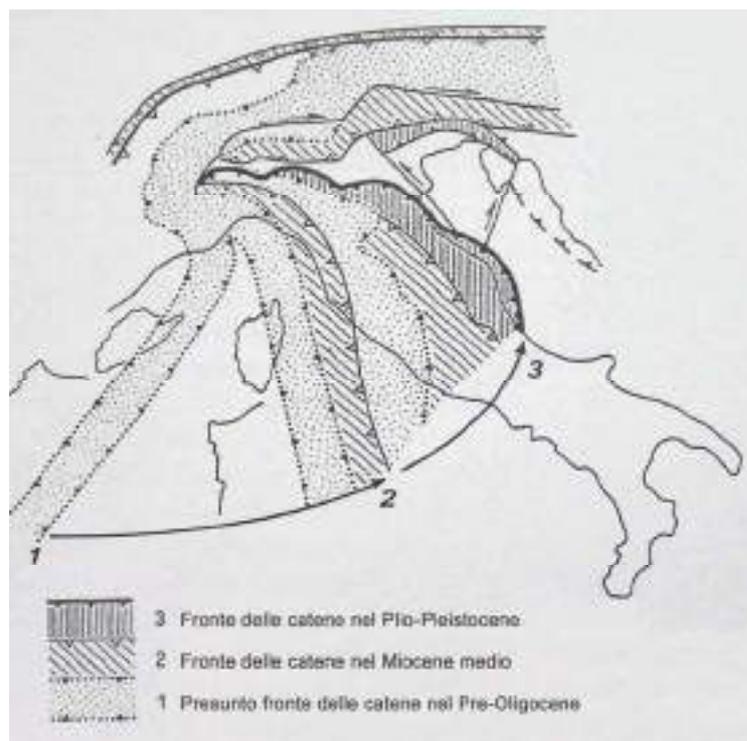
La pianura padana costituisce un bacino di sedimentazione posto al margine settentrionale della microzolla adriatica soggetto alla compressione, da nord, delle Prealpi e, da sud, dell'Appennino. Lo scontro tra le due catene è evidente in una sezione N-S attraverso la pianura; localmente si può osservare anche l'accavallamento del fronte appenninico sul margine alpino (Agip, da Cassano et alii, 1986).

E' a partire dall'Oligocene Sup. che ha inizio la formazione della catena dell'Appennino Settentrionale attraverso il meccanismo di sovrascorrimento della microplacca dell'Arco Appenninico Settentrionale a scapito della microplacca Adriatica e della sua copertura sedimentaria.

In particolare si possono riconoscere due distinti stadi compressivi:

- il primo si sviluppa dall'Oligocene Sup. al Pliocene Inf;
- il secondo si sviluppa a partire dal Pliocene medio (circa 5 MA) in poi, coinvolgendo il margine meridionale del bacino perisuturale padano attraverso la formazione di sovrascorrimenti, faglie, accavallamenti e pieghe, in parte sepolte dalle coperture alluvionali Quaternarie e in parte ancora evidenti lungo il margine morfologico appenninico settentrionale.

Nell'epoca Quaternaria, successivamente al Pleistocene medio, la crescente estensione di terre emerse e soggette ad erosione consentì ai corsi d'acqua alpini e appenninici di colmare di sedimenti il bacino padano, conferendone l'attuale assetto e morfologia.



Evoluzione tettonica dell'Appennino centro settentrionale e delle Prealpi dall'Oligocene (da Castellarin et alii, 1992)

Evoluzione della linea di costa:

- sino a circa 1 milione di anni fa l'area ove si trova attualmente la Pianura Padana era interamente occupata dal mare e costituiva l'estremità nord-occidentale del Mare Adriatico;
- da allora il mare ha incominciato a ritirarsi gradatamente e la linea di costa si è spostata, seppure non in modo regolare, da ovest verso est, arrivando anche a circa metà dell'attuale Adriatico;
- Linea di costa durante l'ultimo pleniglaciale (20.000 anni fa); il livello del mare era più di 100 metri inferiore dell'attuale
- più recentemente (circa 5000 anni fa) la linea di costa si è posizionata dove la troviamo adesso.



Evoluzione della sedimentazione:

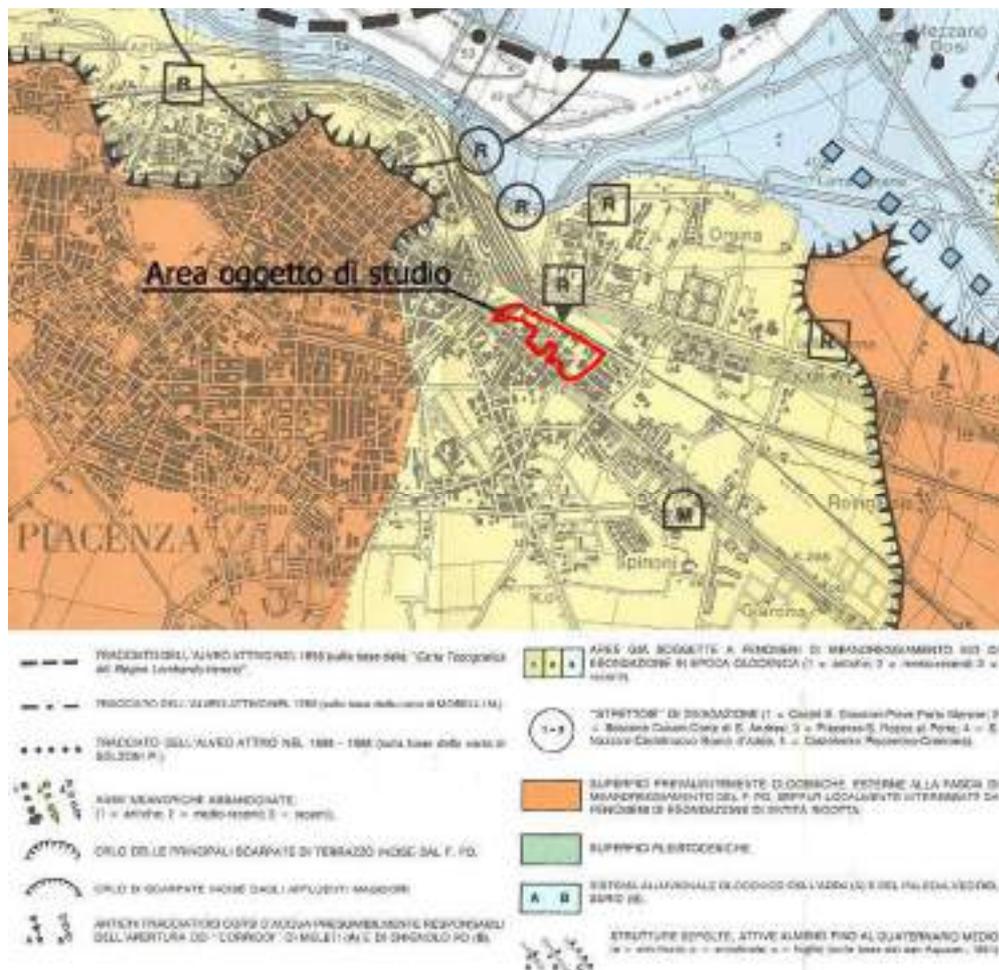
- nei sedimenti della Pianura si osserva il passaggio eterocrono da condizioni di sedimentazione marina, a costiera, a continentale. Lo spessore di tutti questi sedimenti supera, localmente, i 7000 metri
- lo spessore dei sedimenti quaternari (ultimo milione d'anni) arriva a 2000 m. L'accumulo di così tanto materiale in un tempo breve si spiega in parte con la grande quantità di detriti resi disponibili dalle glaciazioni, in parte con una elevata velocità di sollevamento delle catene montuose con conseguente elevata erosione
- lo spessore dei soli sedimenti depositati dai corsi d'acqua in condizioni continentali arriva a 600 metri.

Evoluzione recente della Pianura Padana

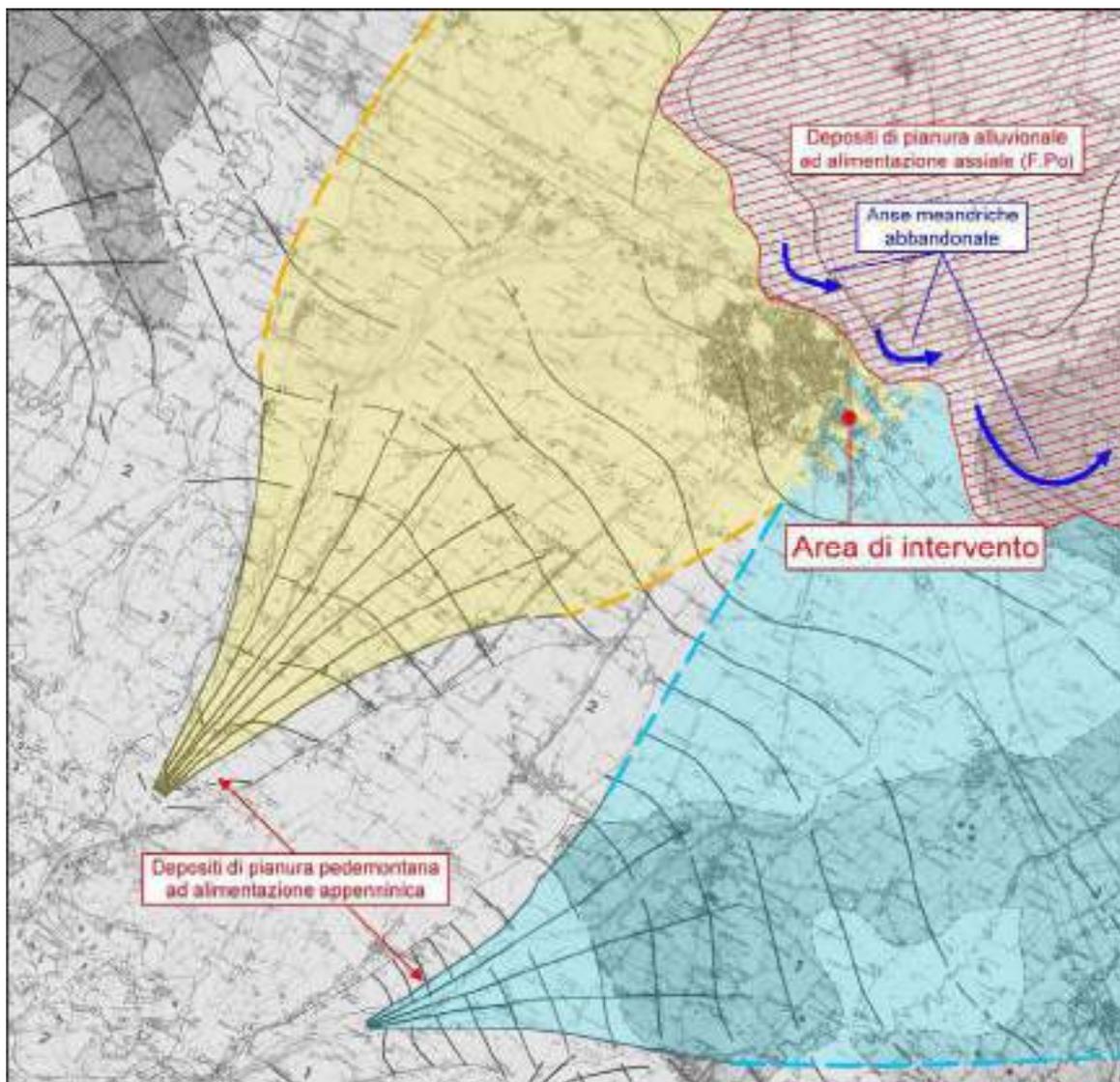
Condizioni morfologiche locali

L'area in esame giace ad una quota prossima a m 54,5 s.l.m nella pianura a Sud del F.Po, da cui dista meno di 1 km, mentre il F. Trebbia e il torrente Nure, svolgono i loro corsi a circa 6 km di distanza rispettivamente ad Ovest e ad Est. L'area in esame allo stato si presenta pianeggiante e stabile in assenza di particolarità morfologiche di rilievo; essa ricade in quel settore della pianura pedemontana distale che borda la fascia di meandreggiamento vera e propria del Fiume Po, ma rientra in una vasta area che si estende ad Est della città, interessata da fenomeni di esondazione "medio-recenti" avvenuti in epoca Olocenica. Il limite morfologico tra la pianura pedemontana e la fascia del Po in corrispondenza dell'area in esame, è molto sfumato a seguito degli interventi antropici che hanno pesantemente modificato la superficie del suolo.

Rimangono, anche se non ben conservati, i salti di pendenza degli antichi orli di terrazzo fluviale: tali salti di pendenza sono ancora visibili a Nord-Ovest dell'area in esame e della stazione FFSS, poco a monte di Viale S.Ambrogio, tra via Trebbiola, via del Guazzo e via Genocchi. Procedendo dall'area in esame verso Est, l'elevata antropizzazione ha pressoché estinto tali salti di pendenza.



"Carta geomorfologica"



Schematizzazione della interdigitazione delle due conoidi

Condizioni geolitologiche locali

Il substrato geolitologico dell'area in esame, secondo la C.G.I. scala 1:100.000, appartiene ai depositi del Quaternario continentale, cui corrispondono i depositi della fase Olocenica post-glaciale noti nella Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000 (F.72 "Fiorenzuola d'Arda"), con il nome di "Alluvioni medio-recenti".

In base alla più recente "CARTA GEOLOGICA DELLA PIANURA", basata sulla nuova ricostruzione stratigrafica adottata dalla RER³, che distingue unità allostratigrafiche legate a cicli di eventi deposizionali (UBSU o sintemi⁴), l'area in esame ricade entro i depositi del Subsistema di Ravenna (AES8); trattasi di depositi che negli orizzonti superficiali presentano natura prevalentemente limo-argillosa e limo-sabbiosa di spessore discontinuo che celano un substrato ghiaioso di parecchie decine di metri di spessore ove le litologie grossolane costituiscono estesi corpi tabulari, interdigerati da cunei di materiale fine (limi o argille).



Carta geologica

³ nell'ambito degli studi per la realizzazione della nuova Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 in corso di realizzazione

⁴ che corrispondono a unità stratigrafiche delimitate da superfici di discontinuità

Sistema idrografico

La pianura pedemontana, entro cui giace l'area in esame, è costituita dall'impalcatura della conoide alluvionale del Fiume Trebbia e del Torrente Nure; le superfici di terrazzo sono incise dalla rete idrica secondaria, rappresentata da una fitta serie di cavi, canali e fossi artificiali o perlomeno con evidente grado di antropicità, frutto di interventi di miglioramento fondiario.

I principali sono: il Rio Riello, Rio Stradazza, Rio Santa Vittoria, Colatore Rifiuto e Colatore Riazza, Canale Diversivo Ovest e Canale Diversivo Est); in particolare i canali diversivi, formano la cintura di difesa della città che è stata recentemente completata con la realizzazione della cassa di espansione del Colatore Riello situata presso località Farnesiana alle porte di Piacenza.

Ciò premesso, l'estremità nord-occidentale dell'area in esame è confinata dal corso intubato del Colatore Rifiuto, mentre a Sud-Est, le acque di scolo e fognarie sono indirizzate verso S.Lazzaro per confluire nei corsi del Rio Ballerino e del Colatore Riello.



Stralcio TAV 5 Piano comunale di protezione civile 2016

Da una verifica effettuata con la cartografia storica fornita dallo Studio Maestri emerge come nei primi dell'ottocento l'area di intervento fosse attraversata da due canali irrigui denominati rispettivamente Lazzaro e Anguissola.

A tale riguardo lo scrivente in data 8 febbraio si è recato presso il Consorzio di Bonifica di Piacenza al fine di ottenere informazioni in merito alla loro esistenza e verificare se tali canali facessero parte della rete consortile. Il Consorzio, nella persona del Geom. R. Terret, ha confermato che, se esistenti, trattasi di canali non di competenza dell'Ente. Non è stato quindi possibile reperire alcuna informazione utile a confermarne l'esistenza.

Anche le indagini⁵ svolte per la redazione del presente studio non hanno rilevato traccia delle due opere idrauliche in questione.

Ciò premesso, in ogni caso, nel proseguo della progettazione sarà opportuno accertarsi dell'effettiva esistenza dei canali che potrebbero interferire con i progettati interventi edilizi.



 Area interessata da riqualificazione urbana

Stralcio Carta Catastale del 1828 rinvenuta presso l'Archivio di Stato di Piacenza su cui è stata riportata la perimetrazione dell'area di intervento ed evidenziato il tracciato dei due canali

⁵ il sondaggio 2, in base alla ubicazione del tracciato del canale Lazzaro, avrebbe dovuto intercettare il canale; la trincea 4 avrebbe dovuto intercettare il canale Anquissola

Assetto stratigrafico e subsidenza

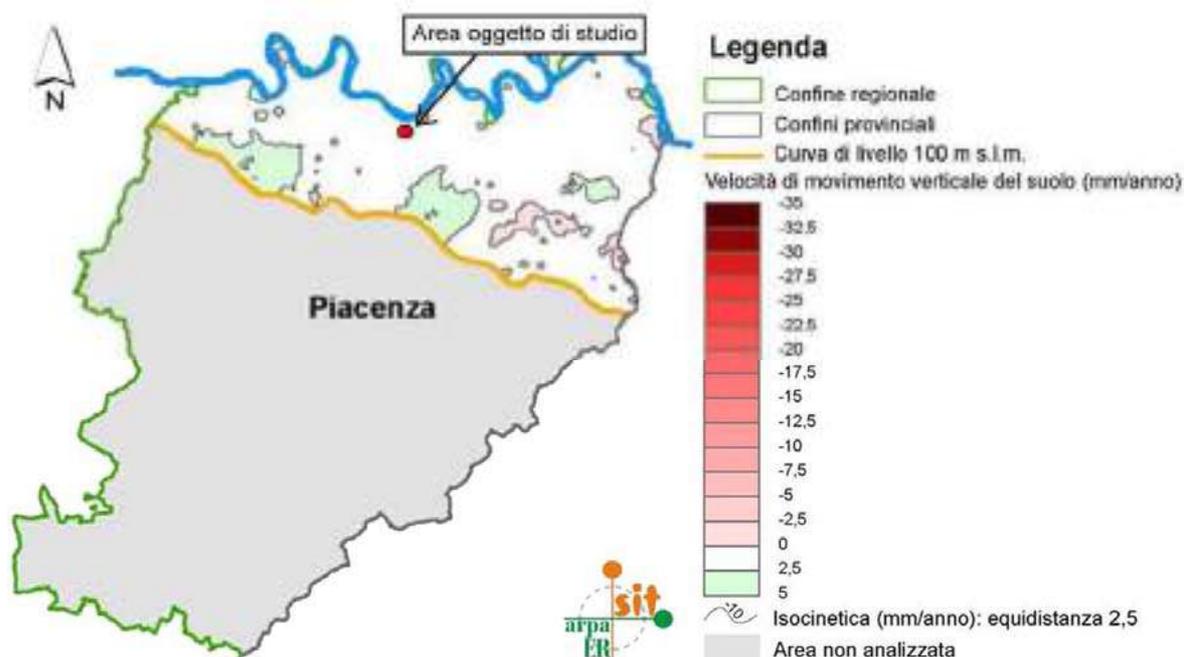
Sulla base dei dati stratigrafici disponibili, l'area in esame ricade nella zona di interdigitazione dei depositi di conoide distale del T.Nure e del F.Trebbia con quelli prossimi di paleo-alveo e barra fluviale del Fiume Po.

Le condizioni del sottosuolo dal punto di vista geologico-geotecnico, possono essere considerate favorevoli anche se localmente la presenza⁶ di argille e limi, caratterizzati da bassi valori di resistenza al taglio e alti indici di compressibilità, comporta limitazioni nell'applicazione dei carichi di fondazioni dirette.

In merito alla subsidenza del territorio in esame si è fatto riferimento alla cartografia ARPA RER redatta nell'ambito del progetto "*Rilievo della subsidenza nella pianura emiliano romagnola*" (2012) che ha avuto l'obiettivo di aggiornare il precedente rilievo (2002- 2006).

In particolare, nella cartografia prodotta, per meglio visualizzare le velocità di movimento verticale del suolo vengono individuate linee isocinetiche (mm/anno) con equidistanza pari a 2.5 mm/anno.

Come ben evidenziato nella cartografia l'areale in cui si inserisce l'area in studio è caratterizzato da un tasso di sollevamento < 1mm/anno.



Carta delle velocità di movimento verticale del suolo nel periodo 2006-2011

Stralcio Fig. 19 - Carta delle velocità di movimento verticale del suolo nel periodo 2006-2011 tratta da "*Rilievo della subsidenza nella pianura emiliano romagnola*" (2012) - pag 28 redatto da ARPA RER.

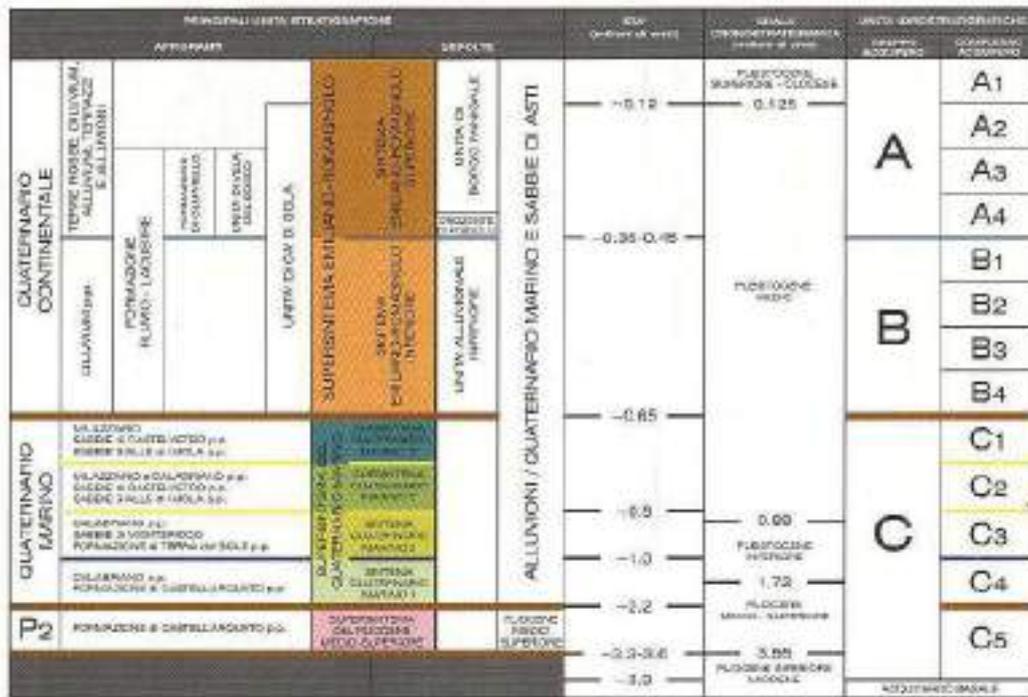
⁶ talora anche consistente

Assetto idrostratigrafico e idrogeologico

Come precedentemente accennato l'area in esame ricade nella zona di interdigitazione dei depositi di conoide distale del T.Nure e del F.Trebbia con quelli prossimi di paleo-alveo e barra fluviale del Fiume Po.

Il sottosuolo è costituito da litotipi ghiaiosi a matrice sabbiosa, conglomerati e sabbie prevalenti con intercalazioni di materiali a granulometria più fine organizzati in strati lenticolari di spessore variabile, che costituiscono nel loro insieme il corpo acquifero principale; in profondità si passa a depositi pre-quadernari caratterizzati da bassa permeabilità ove si è rilevata la presenza di acque salmastre.

Il sottosuolo del bacino padano, in cui insiste l'area di studio, è caratterizzato da tre Gruppi Acquiferi separati da un livello geologico basale pressoché impermeabile di estensione regionale, informalmente denominati a partire dal superiore Gruppo Acquifero A, B e C ("Riserve idriche sotterranee" RER G. Di Dio, 1998).



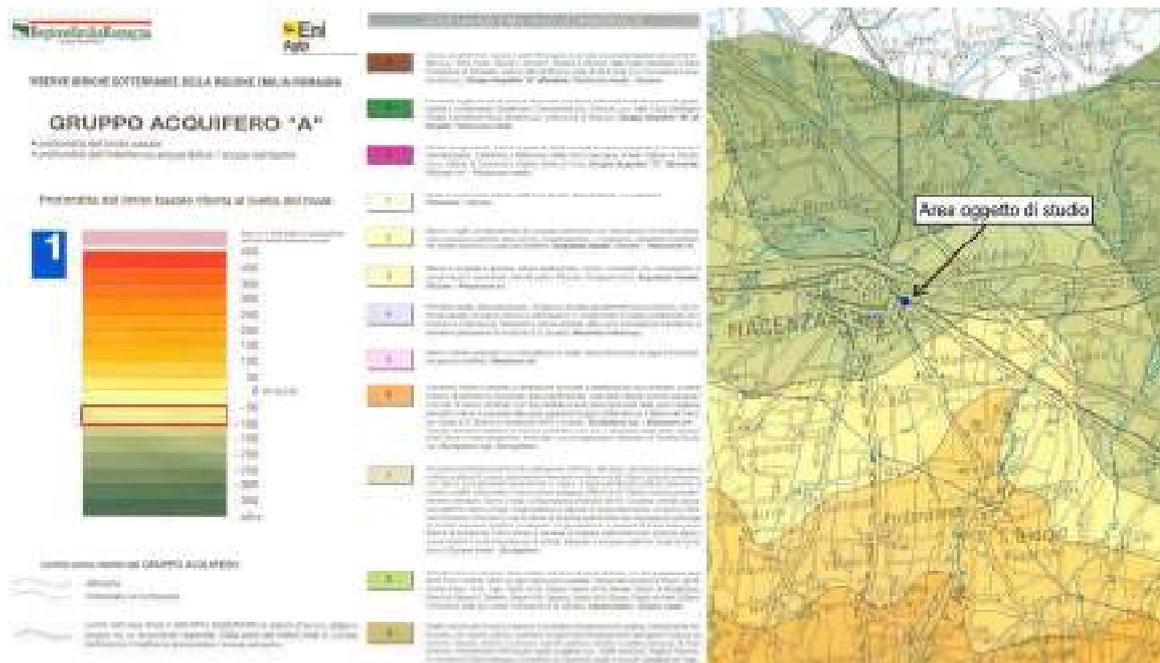
Schema geologico-stratigrafico e idrostratigrafico del Bacino Pleistocenico della Pianura Emiliano-Romagnola. Da "Di Dio G. (1998)

Nell'area oggetto di studio, il più superficiale Gruppo Acquifero A, definito anche "acquifero principale", rappresenta la principale fonte di approvvigionamento idrico della pianura dove assume spessori di diverse decine di metri. A comportamento essenzialmente freatico, risulta impostato in materiali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi con livelli conglomeratici e con subordinata presenza di livelli limo-argillosi delle conoidi alluvionali appenniniche. L'alimentazione degli acquiferi sottostanti, vista l'elevata

permeabilità, e la buona continuità granulometrica, avviene principalmente per infiltrazione diretta dalla superficie delle acque meteoriche e per dispersione dagli alvei dei principali corsi d'acqua.

Tali depositi sono riferibili al "Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES)". Il limite di tetto è rappresentato dalla superficie topografica, mentre il contatto di base è netto e discordante.

L'acquifero ("A") presenta, in questa zona, spessori poco inferiori ai 140 m.



Stralcio Cartografia tratta dalla monografia "Riserve Idriche sotterranee della Regione Emilia Romagna" a cura RER – dott. Gianmarco Di Dio 1998

Analisi storica comportamento idrodinamico dell'acquifero, piezometria e campo di moto della falda

Come da incarico ricevuto è stata eseguita una ricerca bibliografica sui dati freaticometrici disponibili per l'area in studio; la ricostruzione dell'andamento di flusso preferenziale delle acque sotterranee è volta al corretto campionamento del suolo, per la determinazione di eventuali inquinanti, in corrispondenza dei vari punti potenzialmente critici individuati in base alle pregresse attività industriali.

A tale scopo di seguito riportati i risultati delle campagne di misura analizzate:

Tab. n°4

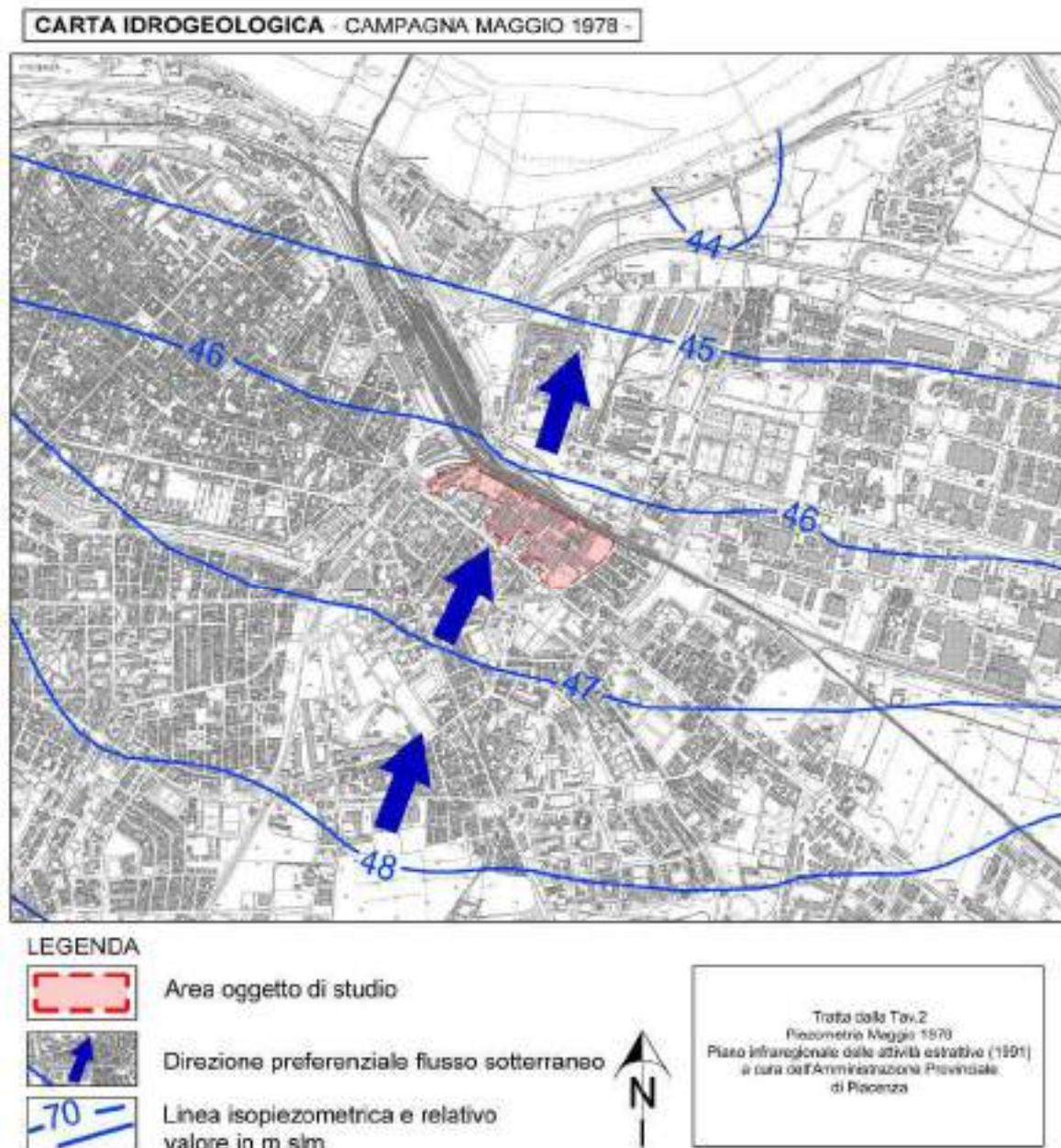
CAMPAGNA FREATICOMETRICA MAGGIO 1978	<i>"Piano infraregionale delle attività estrattive"</i> (Amm. Prov. Piacenza) 1991
CAMPAGNA FREATICOMETRICA MARZO 1986	misure in disponibilità studio Lusignani
CAMPAGNA FREATICOMETRICA LUGLIO 1986	misure in disponibilità studio Lusignani
CAMPAGNA FREATICOMETRICA DICEMBRE 1995	<i>"Studio sistema ambientale comunale – Sintesi"</i> (Arch. A. Kipar) 1996
CAMPAGNA FREATICOMETRICA FEBBRAIO 1998	<i>"Indagine idrogeologica sulle conoidi del F. Trebbia e del T. Nure per lo studio delle potenzialità idriche del sistema acquifero sfruttato ai fini potabili"</i> (Geoinvest s.r.l.) 1999
CAMPAGNA FREATICOMETRICA GIUGNO 1998	
CAMPAGNA FREATICOMETRICA SETTEMBRE 1998	
CAMPAGNA FREATICOMETRICA FEBBRAIO 1999	1999
CAMPAGNA FREATICOMETRICA MARZO 1999	misure in disponibilità studio Lusignani
CAMPAGNA FREATICOMETRICA MARZO 2004	<i>"Carta idrogeologica"</i> a corredo PSC (Ambiter srl) 2013

Le diverse campagne di misura sono state rielaborate rappresentando isopieze con equidistanza di 1 m; trattasi di convenzione resa necessaria per meglio rappresentare l'andamento della falda idrica in funzione sia della variabilità che dei bassi valori del gradiente idraulico.

A tale riguardo di seguito verranno descritti i principali elementi idrogeologici caratterizzanti le 10 campagne di misura reperite.

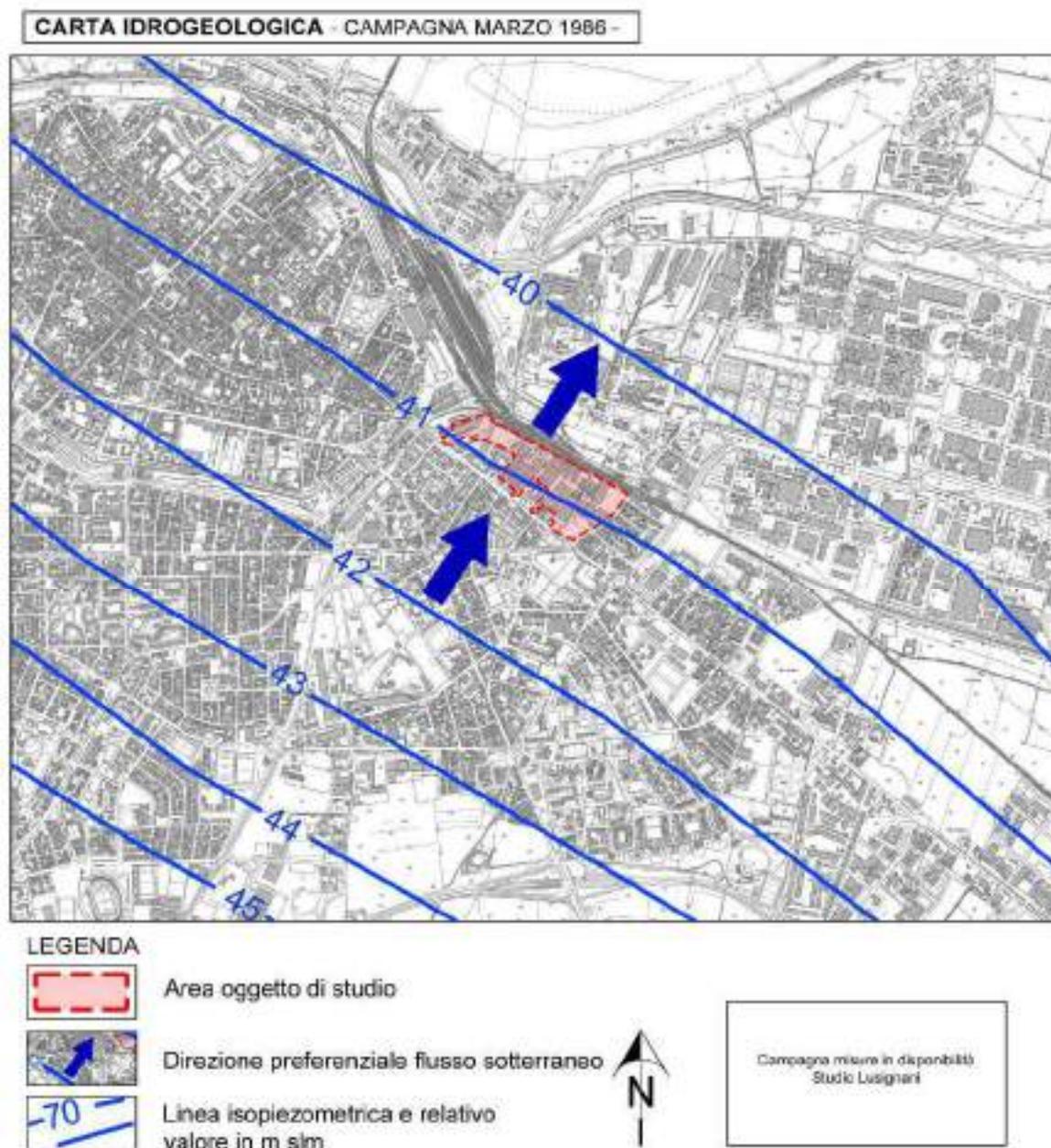
Campagna freatimetrica Maggio 1978

- le quote piezometriche sono di poco superiori a 46 m.s.l.m.
- in corrispondenza delle aree di intervento il tetto della falda risulta collocato mediamente a circa 9 m dal piano di campagna;
- la direzione preferenziale del flusso sotterraneo è verso i quadranti Nord- Nord orientali della pianura
- il gradiente idraulico si attesta intorno a valori compresi fra 0,1/0,15 %,



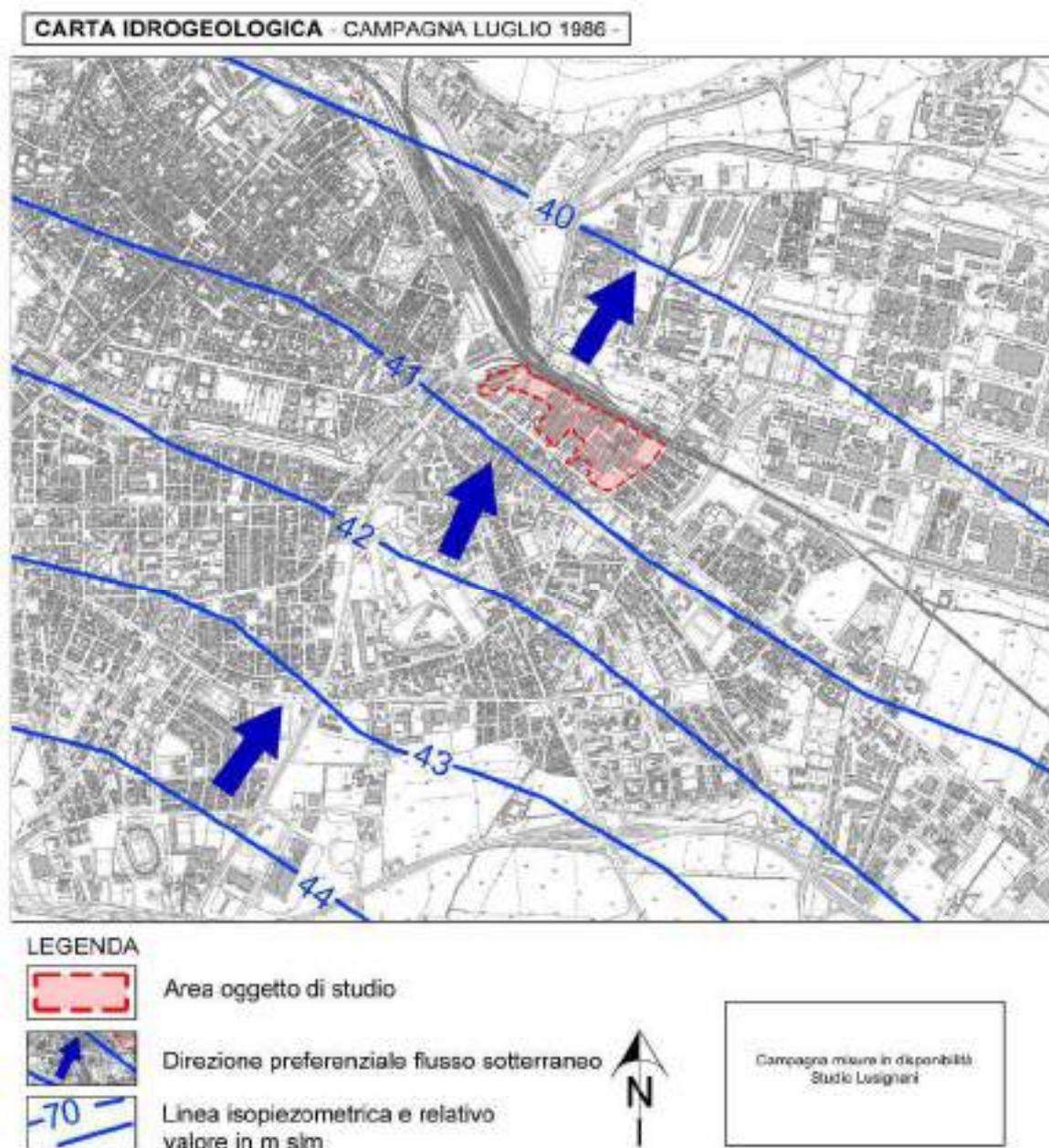
Campagna freaticometrica Marzo 1986

- le quote piezometriche risultano pari a circa 41 m.s.l.m.
- in corrispondenza delle aree di intervento il tetto della falda risulta collocato mediamente a circa 14 m dal piano di campagna;
- la direzione preferenziale del flusso sotterraneo è verso i quadranti Nord- Nord orientali della pianura
- il gradiente idraulico si attesta intorno a valori compresi fra 0,1/0,15 %,



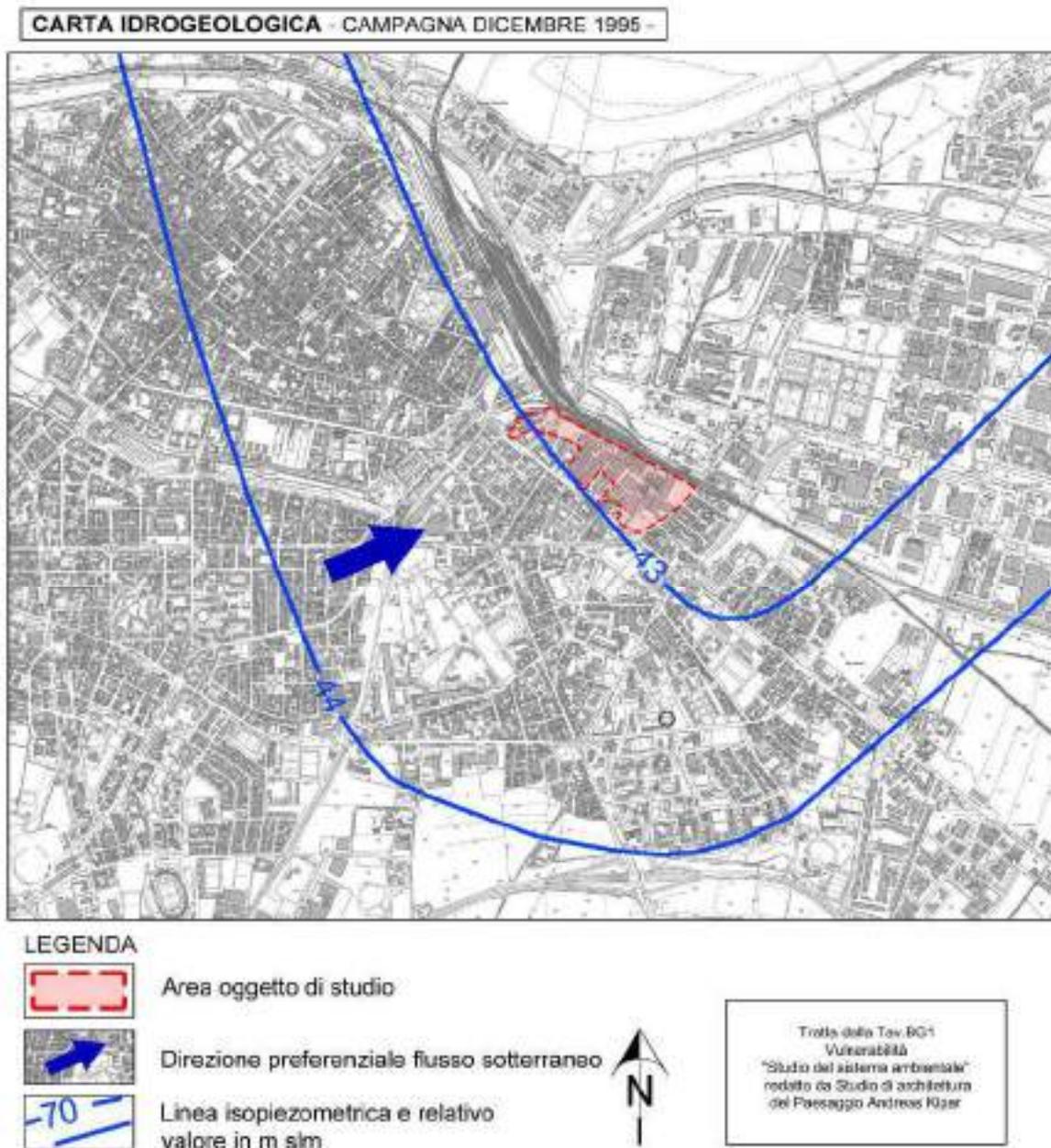
Campagna freaticometrica Luglio 1986

- le quote piezometriche risultano poco inferiori a 41 m.s.l.m.
- in corrispondenza delle aree di intervento il tetto della falda può essere considerato ad una profondità di 14 m dal piano di campagna;
- la direzione preferenziale del flusso sotterraneo è verso i quadranti Nord- Nord orientali della pianura
- il gradiente idraulico si attesta intorno a valori compresi fra 0,1/0,17 %,



Campagna freaticometrica Dicembre 1995

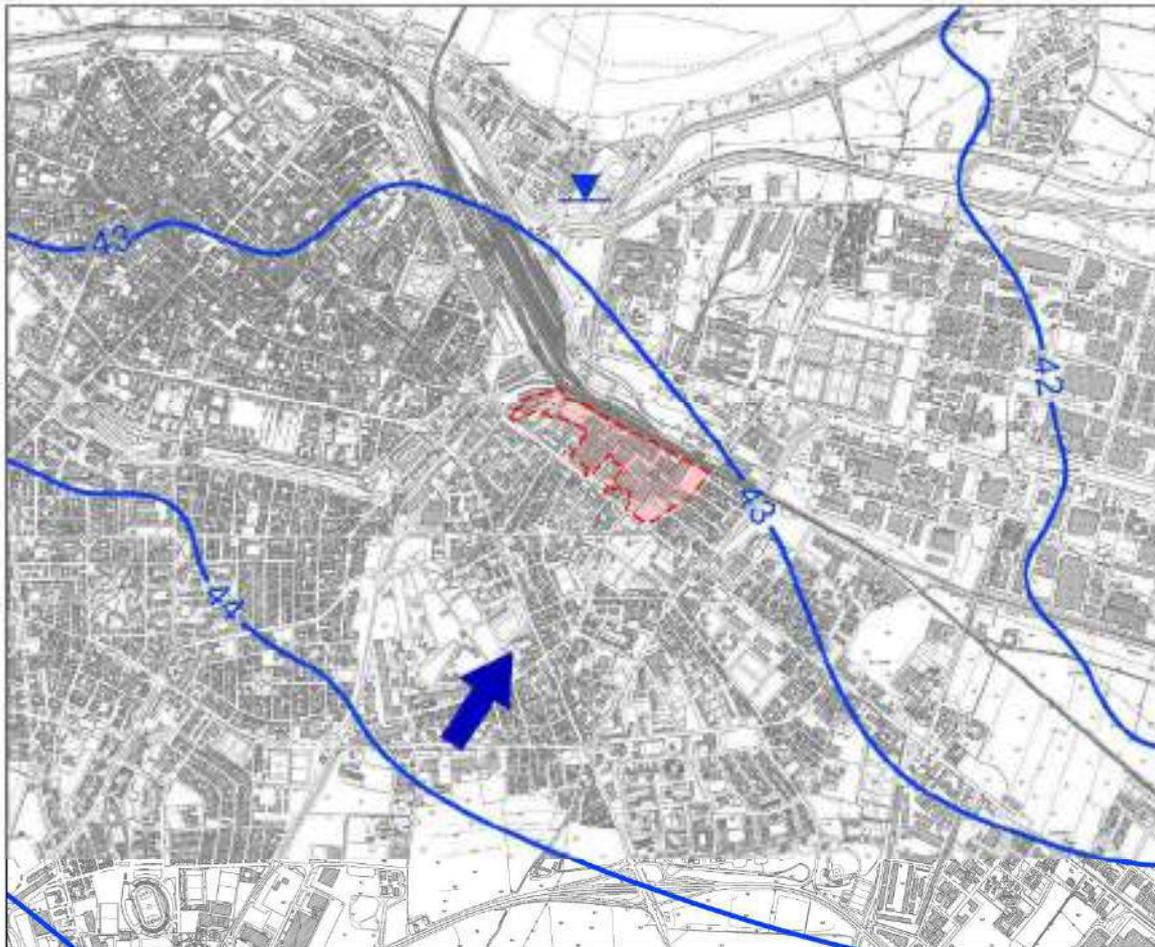
- le quote piezometriche risultano poco superiori a 43 m.s.l.m.
- in corrispondenza delle aree di intervento il tetto della falda può essere considerato ad una profondità di circa 12 m dal piano di campagna;
- la direzione preferenziale del flusso sotterraneo è verso i quadranti orientali e nord orientali della pianura
- il gradiente idraulico si attesta intorno a valori compresi fra 0,08/0,1 %,



Campagna freaticometrica Febbraio 1998

- le quote piezometriche risultano poco superiori a 43 m.s.l.m.
- in corrispondenza delle aree di intervento il tetto della falda può essere considerato a circa 12 m dal piano di campagna;
- la direzione preferenziale del senso di flusso verso i quadranti Nord- Nord orientali
- il gradiente idraulico si attesta intorno a valori compresi fra 0,05/0,08 %,

CARTA IDROGEOLOGICA - CAMPAGNA FEBBRAIO 1998 -



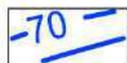
LEGENDA



Area oggetto di studio



Direzione preferenziale flusso sotterraneo



Linea isopiezometrica e relativo valore in m slm



Livello idrometrico Fiume Po (Centrale Enel)

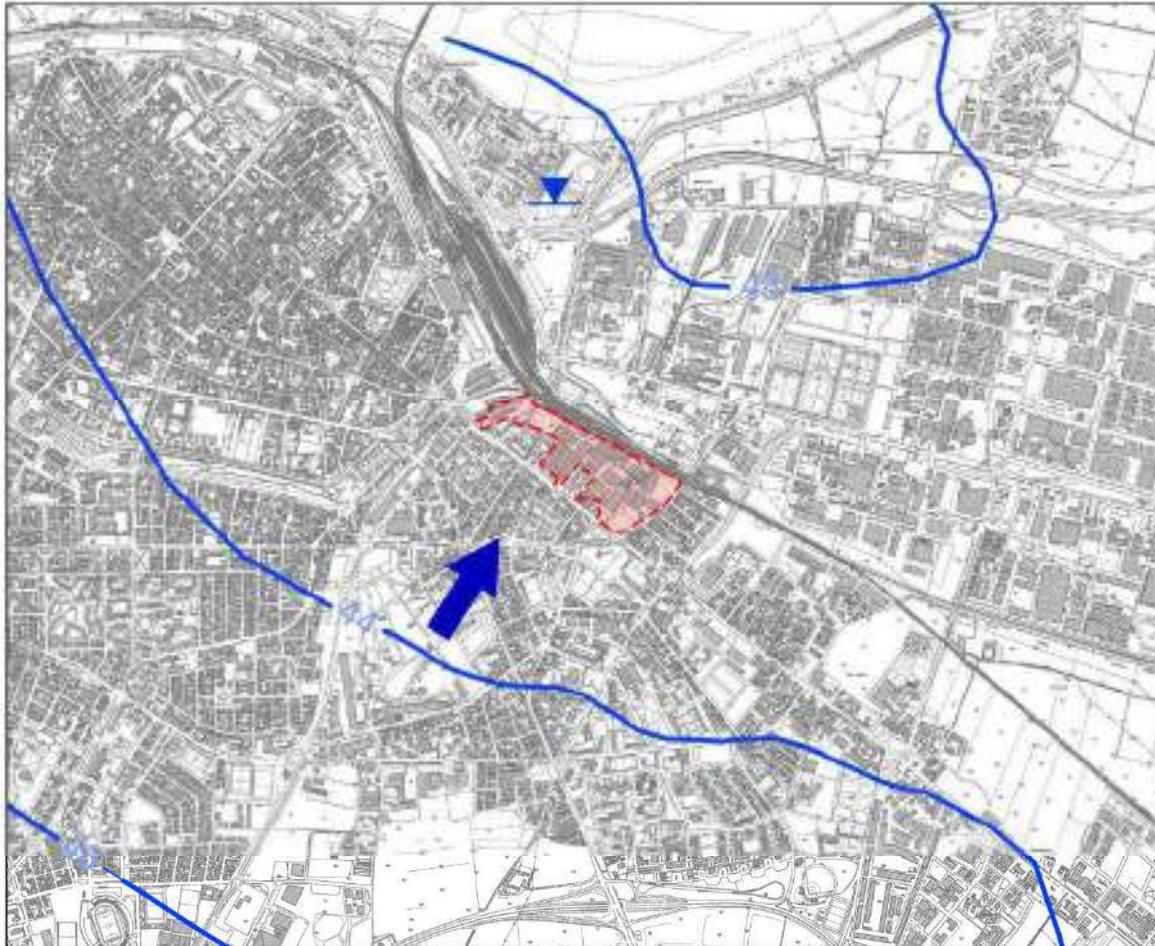


Tratta dalla Tav.8.b
Piezometria Febbraio 1998
"Indagine idrogeologica sulle conoidi del F.Trebbia
e del T.Nure per lo studio delle potenzialità idriche
del sistema acquifero sfruttato ai fini potabili"
redatto da Geoinvest s.r.l.

Campagna freaticometrica Giugno 1998

- le quote piezometriche risultano collocate a circa 43,5 m.s.l.m.
- in corrispondenza delle aree di intervento il tetto della falda può essere considerato ad una profondità di 11,5 m dal piano di campagna;
- la direzione preferenziale del flusso sotterraneo è verso i quadranti Nord- Nord orientali della pianura
- il gradiente idraulico si attesta intorno a valori compresi fra 0,05/0,1 %,

CARTA IDROGEOLOGICA - CAMPAGNA GIUGNO 1998 -



LEGENDA



Area oggetto di studio



Direzione preferenziale flusso sotterraneo



Linea isopiezometrica e relativo valore in m slm



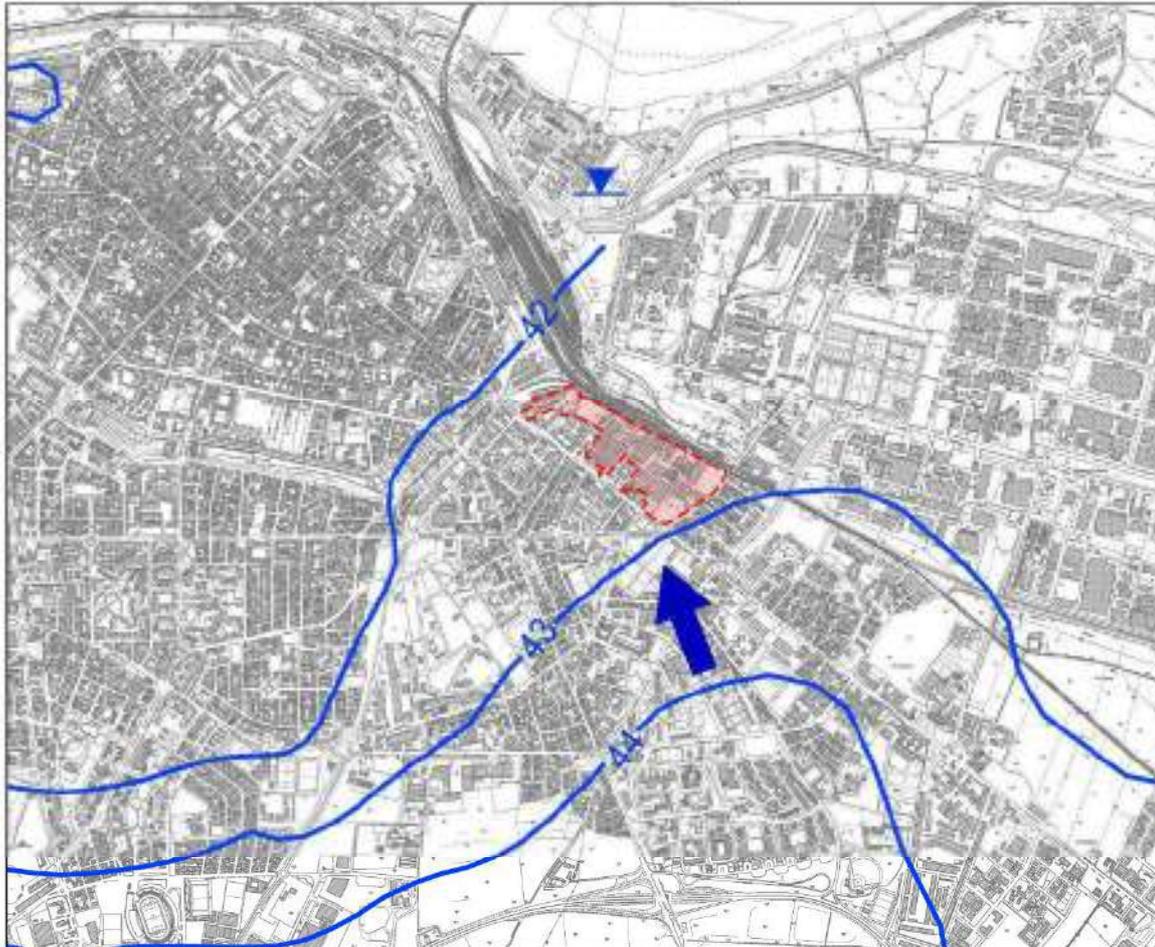
Livello idrometrico Fiume Po (Centrale Enel)



Tratta dalla Tav.8.c
Piezometria Giugno 1998
"Indagine idrogeologica sulle conoidi del F.Trebbia
e del T.Nure per lo studio delle potenzialità idriche
del sistema acquifero sfruttato ai fini potabili"
redatto da Geoinvest s.r.l.

Campagna freaticometrica Settembre 1998

- le quote piezometriche risultano collocate a circa 42,5 m.s.l.m.
- in corrispondenza delle aree di intervento il tetto della falda può essere considerato ad una profondità di 12,5 m dal piano di campagna;
- la direzione preferenziale del flusso sotterraneo è verso i quadranti Nord-Nord/occidentali della pianura
- il gradiente idraulico si attesta intorno a valori compresi fra 0,1/0,15 %,

CARTA IDROGEOLOGICA - CAMPAGNA SETTEMBRE 1998**LEGENDA**

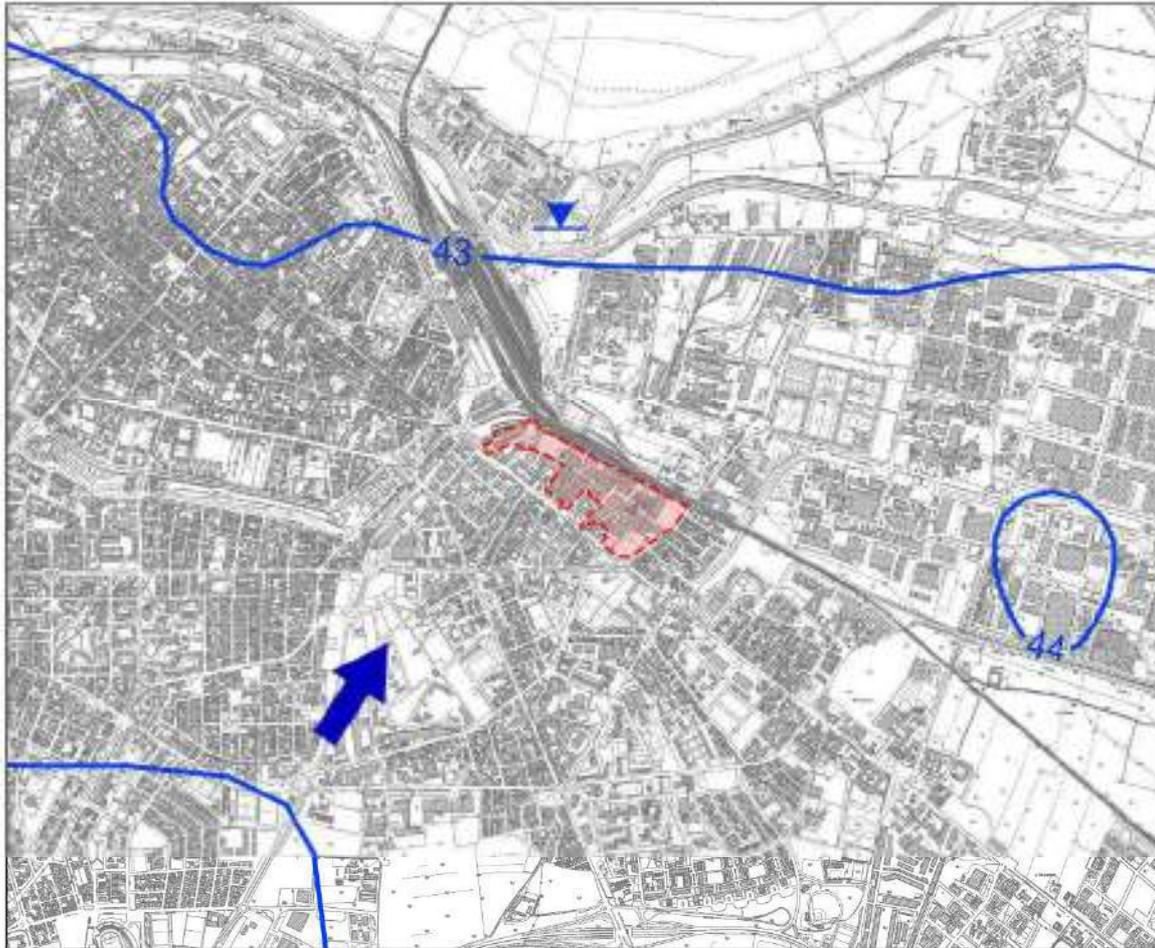
-  Area oggetto di studio
-  Direzione preferenziale flusso sotterraneo
-  Linea isopiezometrica e relativo valore in m slm
-  Livello idrometrico Fiume Po (Centrale Enel)

Tratta dalla Tav.8.d
Piezometria Settembre 1998
"Indagine idrogeologica sulle conoidi del F.Trebbia
e del T.Nure per lo studio delle potenzialità idriche
del sistema acquifero sfruttato ai fini potabili"
redatto da Geoinvest s.r.l.

Campagna freaticometrica Febbraio 1999

- le quote piezometriche risultano collocate a circa 43,5 m.s.l.m.
- in corrispondenza delle aree di intervento il tetto della falda può essere considerato ad una profondità di 11,5 m dal piano di campagna;
- la direzione preferenziale del flusso sotterraneo è verso i quadranti Nord-Nord/orientali della pianura
- il gradiente idraulico si attesta intorno a valori compresi fra 0,05/0,08 %,

CARTA IDROGEOLOGICA - CAMPAGNA FEBBRAIO 1999 -



LEGENDA



Area oggetto di studio



Direzione preferenziale flusso sotterraneo



Linea isopiezometrica e relativo valore in m slm



Livello idrometrico Fiume Po (Centrale Enel)

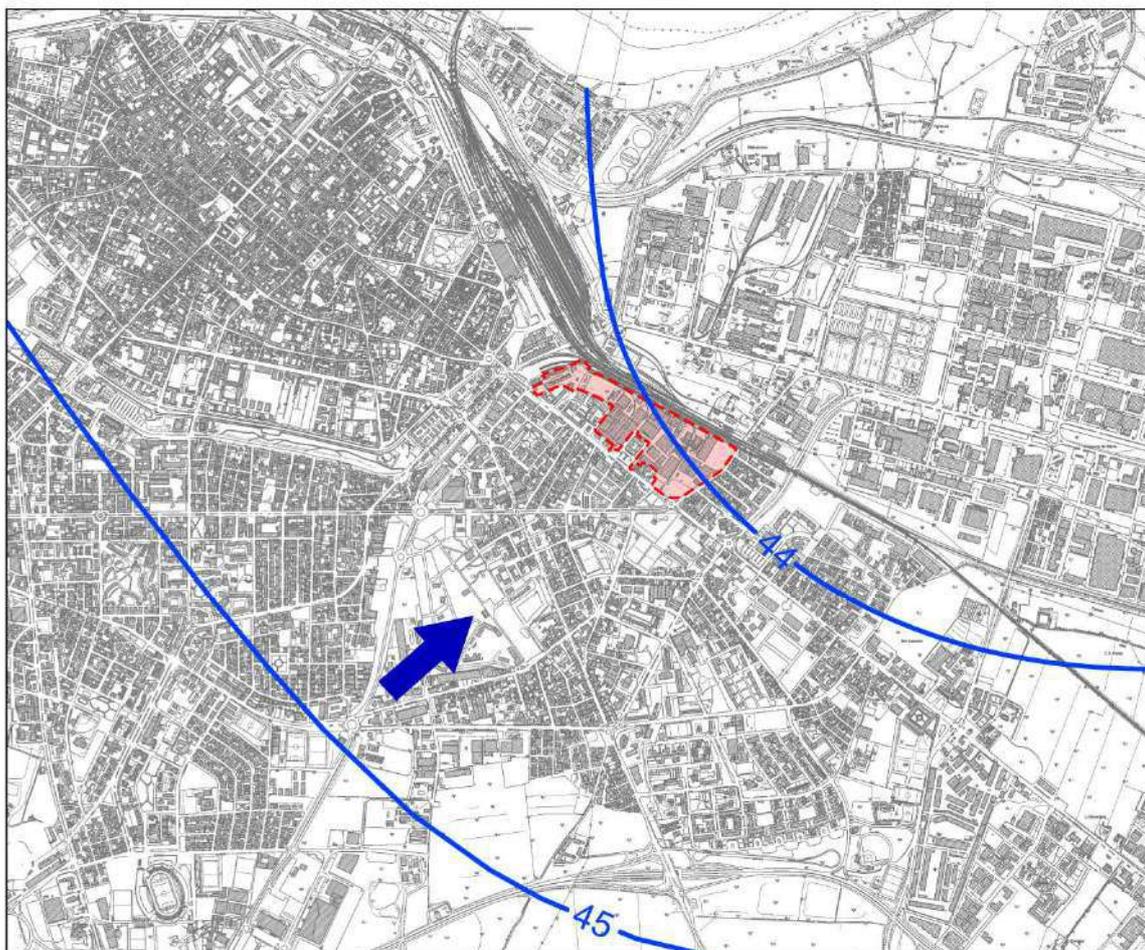


Tratta dalla Tav.8.e
Piezometria Febbraio 1999
"Indagine idrogeologica sulle conoidi del F.Trebbia
e del T.Nure per lo studio delle potenzialità idriche
del sistema acquifero sfruttato ai fini potabili"
redatto da Geoinvest s.r.l.

Campagna freaticometrica Aprile 2004

- le quote piezometriche risultano collocate a circa 44 m.s.l.m.
- in corrispondenza delle aree di intervento il tetto della falda può essere considerato ad una profondità di 11 m dal piano di campagna;
- la direzione preferenziale del flusso sotterraneo verso i quadranti Nord- Nord/orientali della pianura
- il gradiente idraulico si attesta intorno a valori compresi fra 0,05/0,1 %,

CARTA IDROGEOLOGICA - CAMPAGNA APRILE 2004 -



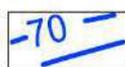
LEGENDA



Area oggetto di studio



Direzione preferenziale flusso sotterraneo



Linea isopiezometrica e relativo valore in m slm



Tratta dalla Tavola G3
"Idrogeologica"
PSC Comune di Piacenza
Redatto da Ambiter srl

Conclusioni

L'analisi storica effettuata è possibile trarre alcune considerazioni di carattere generale circa le caratteristiche e l'andamento della superficie piezometrica e del campo di moto della falda:

- la falda presenta un regime idraulico a pelo libero;
- l'andamento del flusso idrico sotterraneo ha direzione prevalente verso nord-nord-est;
- l'andamento della superficie piezometrica è sostanzialmente regolare;
- si nota una progressiva riduzione del gradiente idraulico da sud verso nord.
- l'oscillazione del livello di falda è contenuta nell'ordine di 2/3 metri
- i livelli piezometrici misurati nella primavera 1978 costituiscono il massimo assoluto del periodo trentennale (soggiacenza dell'ordine di 9 m).
- mediamente il tetto di falda può essere considerato posto a circa 10/11 metri dal p.c.
- il gradiente idraulico può essere considerato compreso fra 0,05 e 0,15%.

Vulnerabilità degli acquiferi all'inquinamento

La vulnerabilità degli acquiferi è quel parametro che definisce la suscettibilità dei sistemi acquiferi a subire un inquinamento fluido o idroveicolato, tale da produrre impatto sulla qualità dell'acqua sotterranea.

Nella carta della vulnerabilità degli acquiferi sopra riportata (Tav. G3 del Q.C. del PSC comunale), l'area di studio ricade nelle "zone a vulnerabilità media", in quanto gli orizzonti acquiferi ghiaiosi presenti nel sottosuolo, sono protetti da consistenti coperture limo-argillose, scarsamente permeabili.



Stralcio Tav. G3 del Q.C. del PSC: "Idrogeologia e vulnerabilità degli acquiferi"

CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO

La natura e le caratteristiche dell'immediato sottosuolo dell'area sono state determinate attraverso l'esecuzione di n.12 trincee esplorative; la loro distribuzione all'interno del polo industriale è stata determinata in riferimento ai pregressi utilizzi potenzialmente critici dal punto di vista ecologico/ambientale (contaminazioni del sottosuolo). Durante le indagini il laboratorio MCM sistemi ha prelevato campioni significativi che sono stati avviati alle opportune verifiche di laboratorio.

Dette trincee sono state precedute da apposite indagini eseguite dalla GAP service srl di Padova per escludere il rischio di rinvenimento di ordigni bellici durante le attività di scavo.

Quanto alla preliminare valutazione delle caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo più profondo, in questa preliminare fase della progettazione, si è fatto riferimento a stratigrafie note⁷ di n.3 pozzi presenti all'interno dell'area dell'ex Consorzio (di cui uno inattivo) e ad indagini geognostiche (prove penetrometriche, sondaggi a carotaggio continuo e stendimento sismico di tipo Masw), eseguite nelle zone circostanti a corredo di precedenti studi.

Trincee esplorative

Le trincee esplorative, eseguite con escavatore idraulico, hanno in primo luogo consentito di verificare lo spessore dei materiali di riporto⁸ che ricoprono l'originario piano di campagna.

Sui fianchi e al fondo delle trincee che hanno raggiunto il terreno naturale limo-argilloso, sono state eseguite prove speditive di caratterizzazione geotecnica mediante l'utilizzo di Vane Test tipo PILCON (per la misura della resistenza al taglio in condizioni non drenate cioè della coesione " c_u " in kg/cmq) e di Pocket Penetrometer (per determinare la resistenza a compressione semplice a E.L.L. " q_u " in kg/cmq).

Come accennato in premessa nelle trincee sono stati prelevati n°...campioni di terreno che sono stati avviati al Laboratorio MCM Ecosistemi di Piacenza. Le quote di prelievo sono meglio indicate nelle stratigrafie di seguito riportate.

⁷ gentilmente fornite da ARPAE SAC di Piacenza

⁸ in fase di programmazione delle indagini era stato segnalato dalla committenza che dopo i bombardamenti del 1944 subiti dal complesso industriale parte delle macerie degli edifici distrutti erano state livellate e costipate direttamente in loco costituendo una sorta di sottofondo alle nuove strutture

TRINCEA n.1

Data esecuzione 13/02/2017

Ubicazione

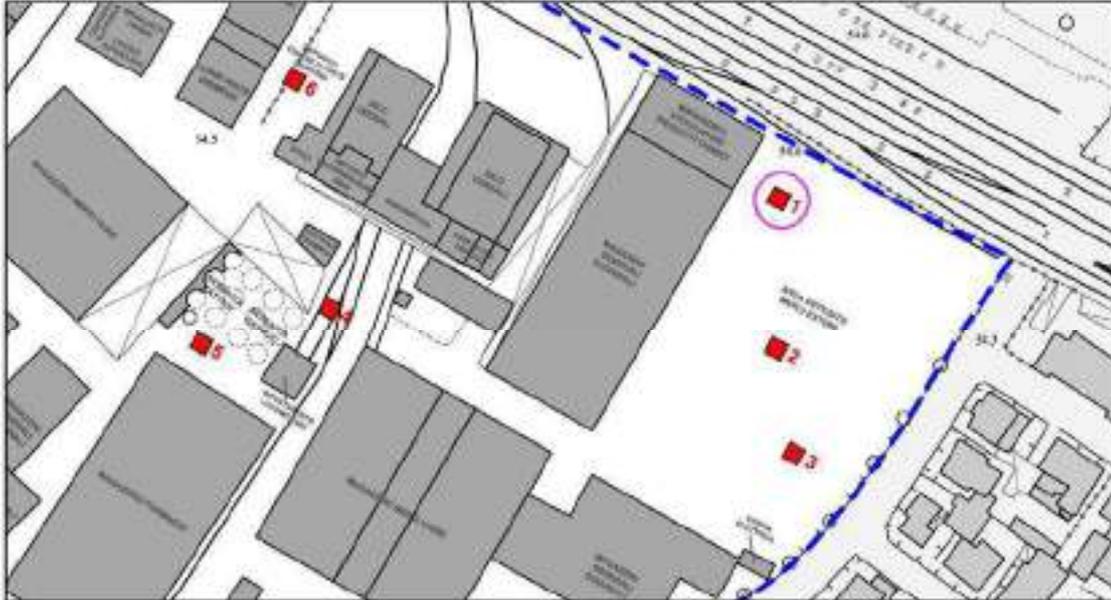
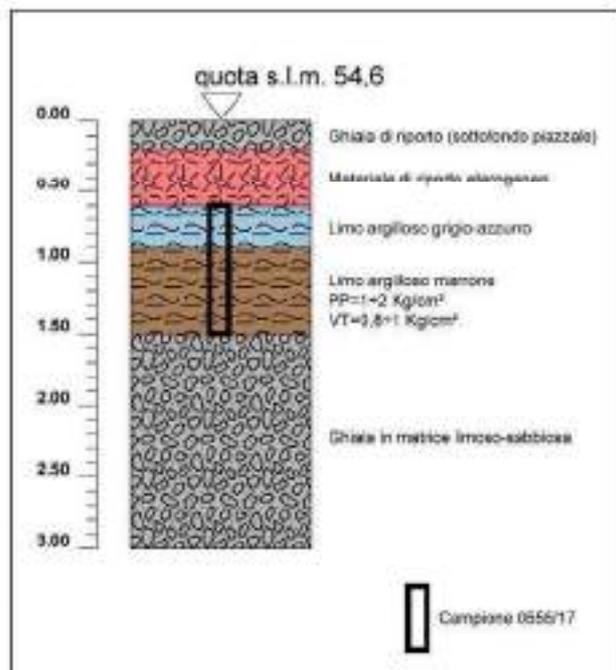


Foto:



Stratigrafia:



TRINCEA n.2

Data esecuzione 13/02/2017

Ubicazione

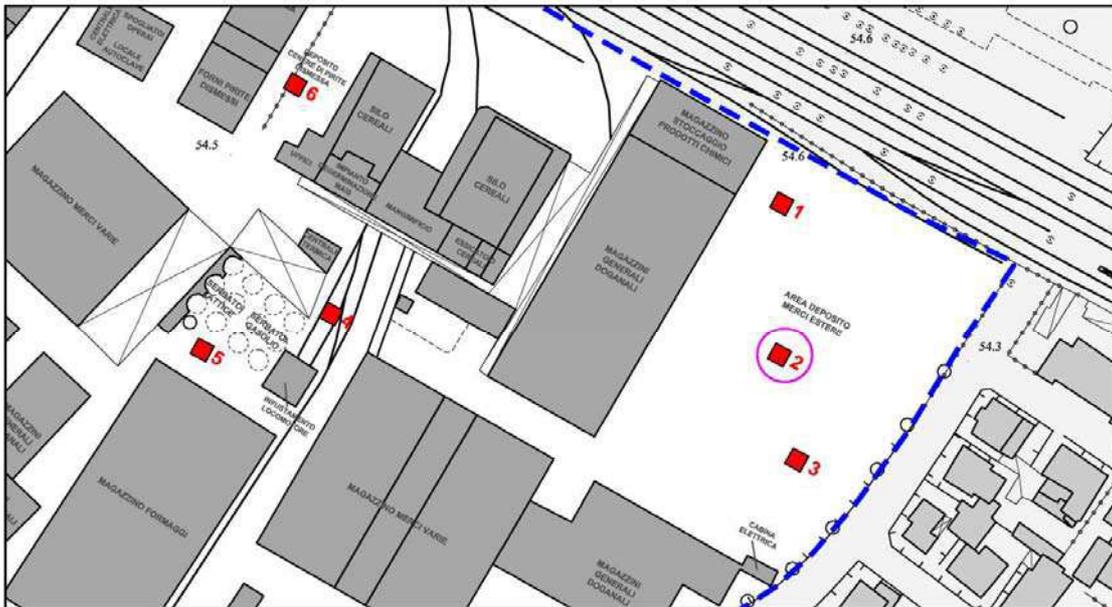
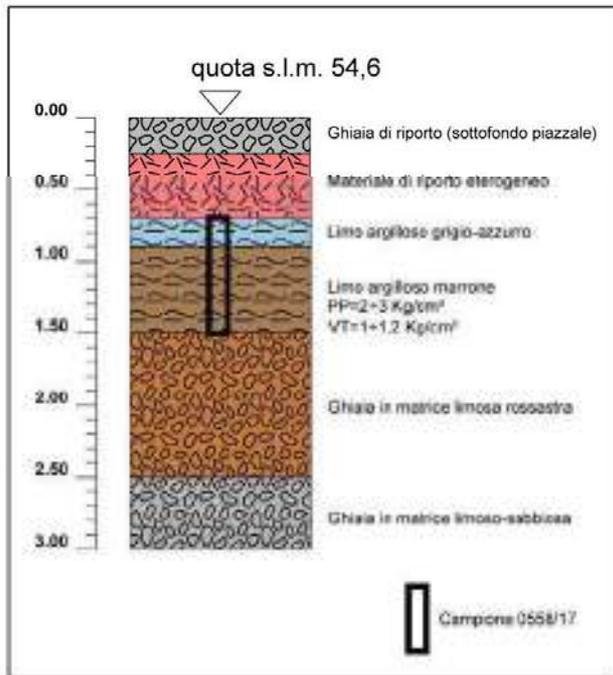


Foto:

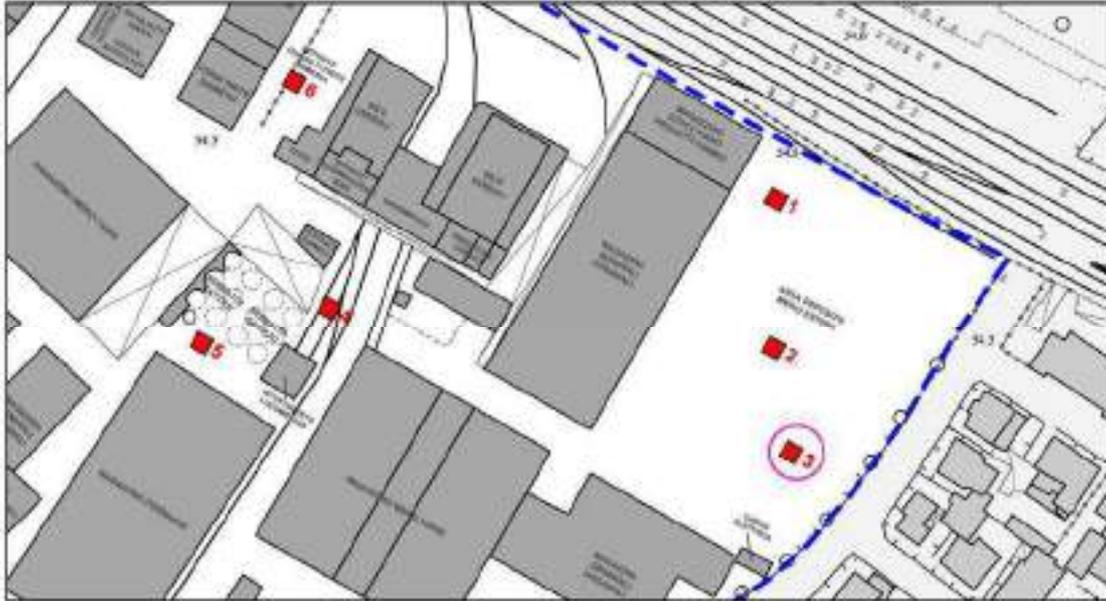
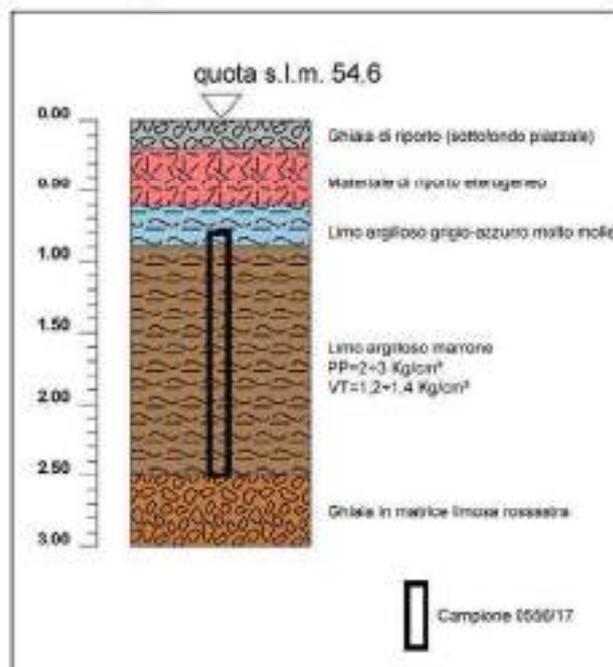


Stratigrafia:



TRINCEA n.3

Data esecuzione 13/02/2017

Ubicazione**Foto:****Stratigrafia:**

TRINCEA n.4

Data esecuzione 14/02/2017

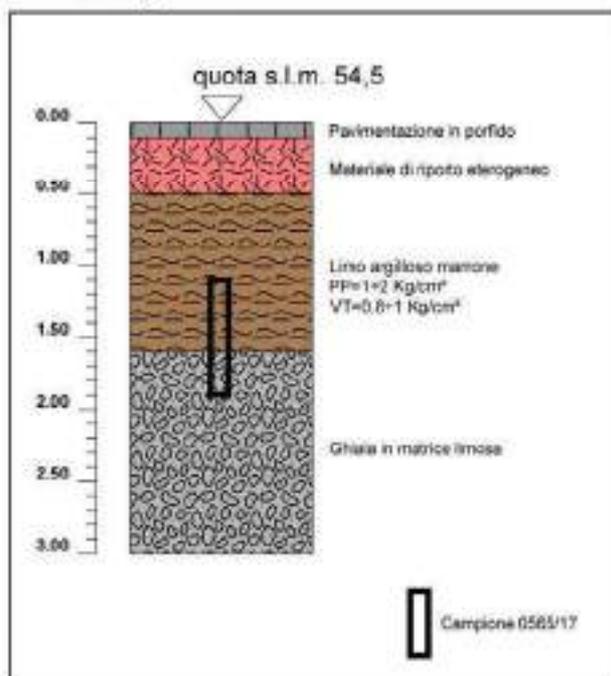
Ubicazione



Foto:



Stratigrafia:



TRINCEA n.5

Data esecuzione 14/02/2017

Ubicazione

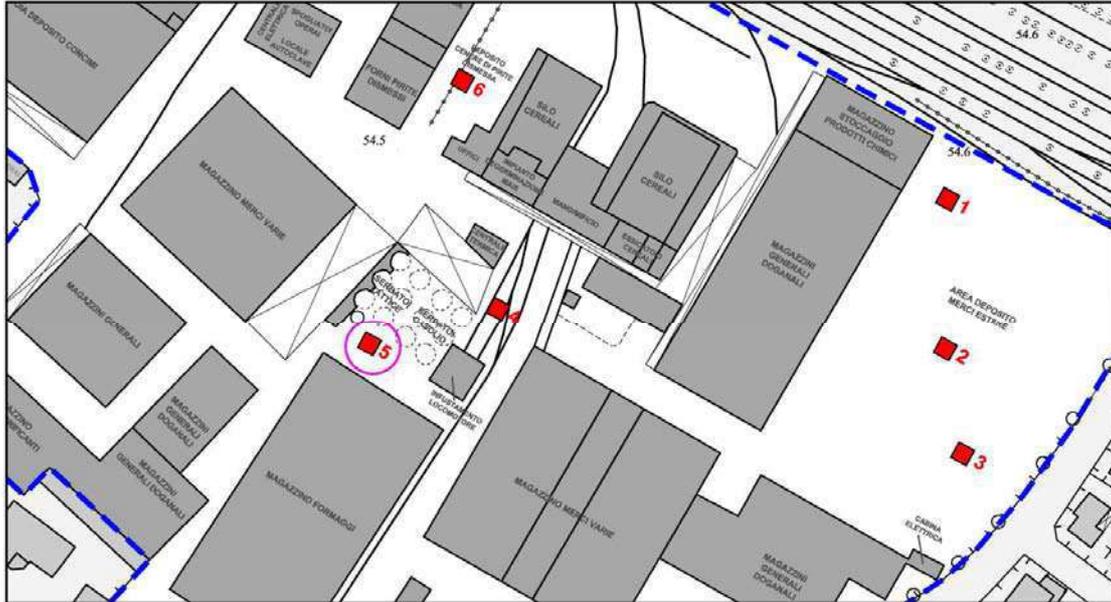
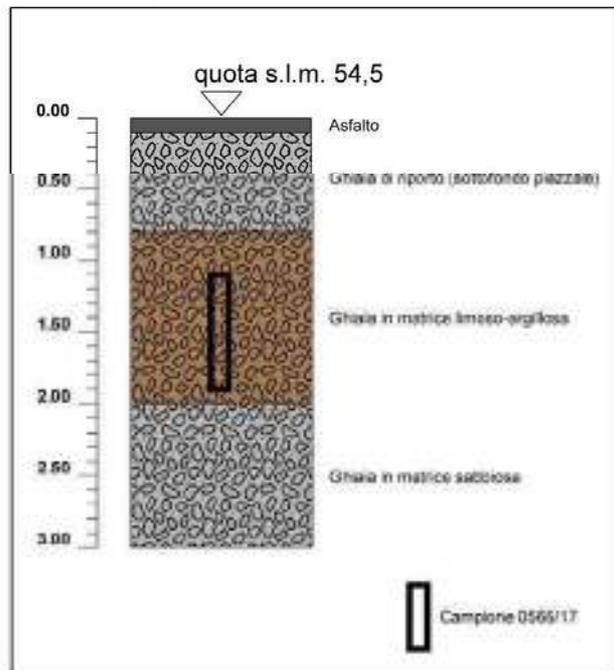


Foto:



Stratigrafia:



TRINCEA n.6

Data esecuzione 14/02/2017

Ubicazione

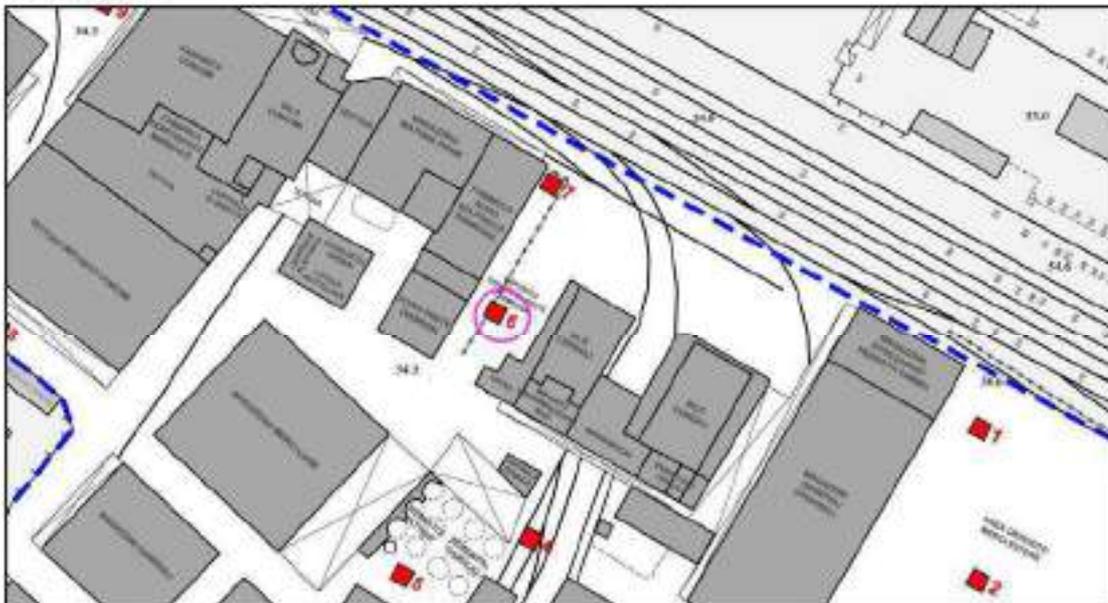
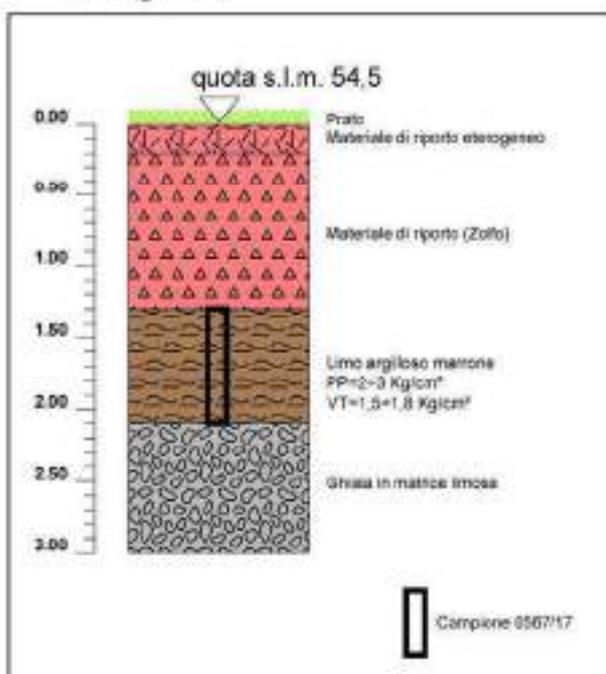


Foto:



Stratigrafia:



TRINCEA n.7

Data esecuzione 13/02/2017

Ubicazione

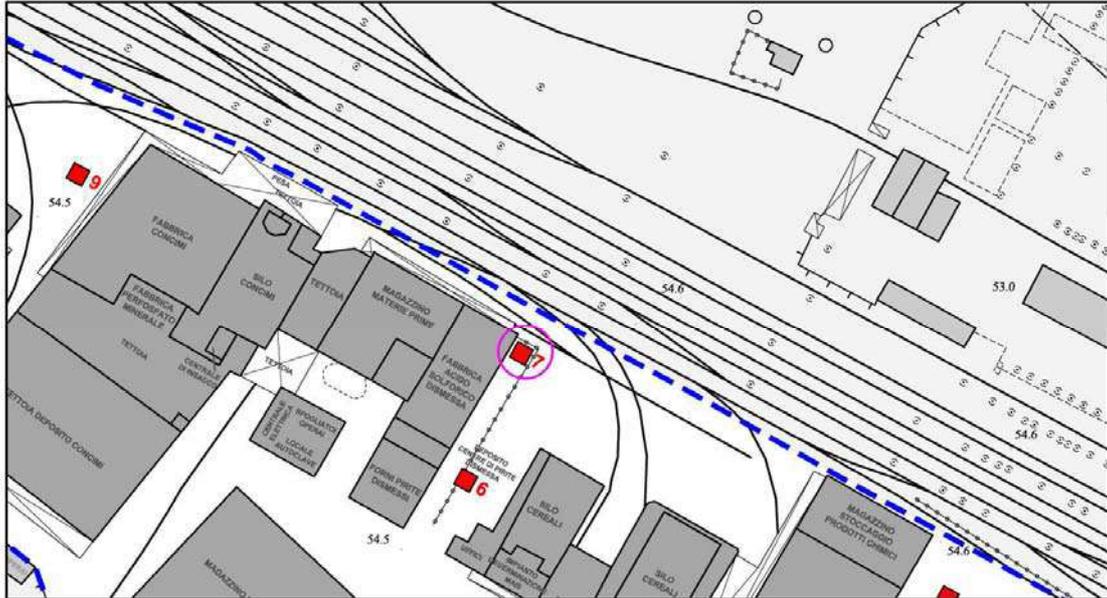
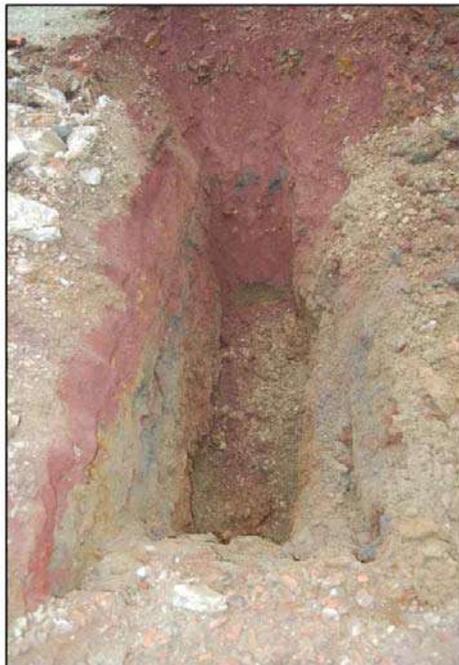
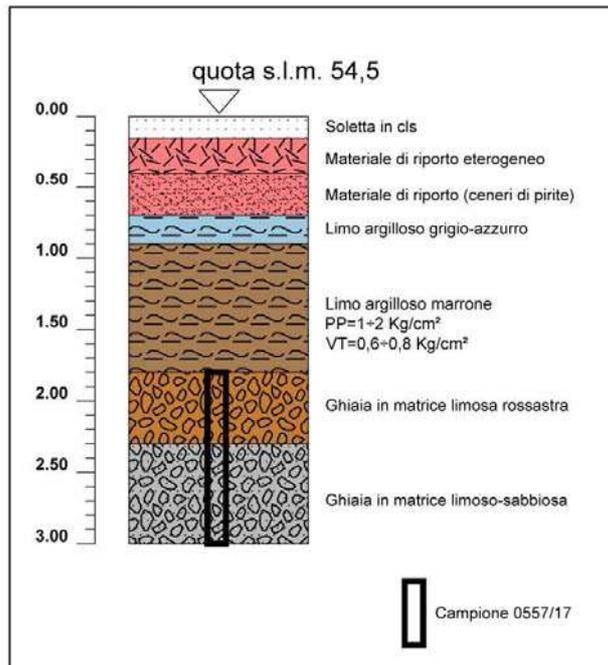


Foto:



Stratigrafia:



TRINCEA n.8

Data esecuzione 14/02/2017

Ubicazione

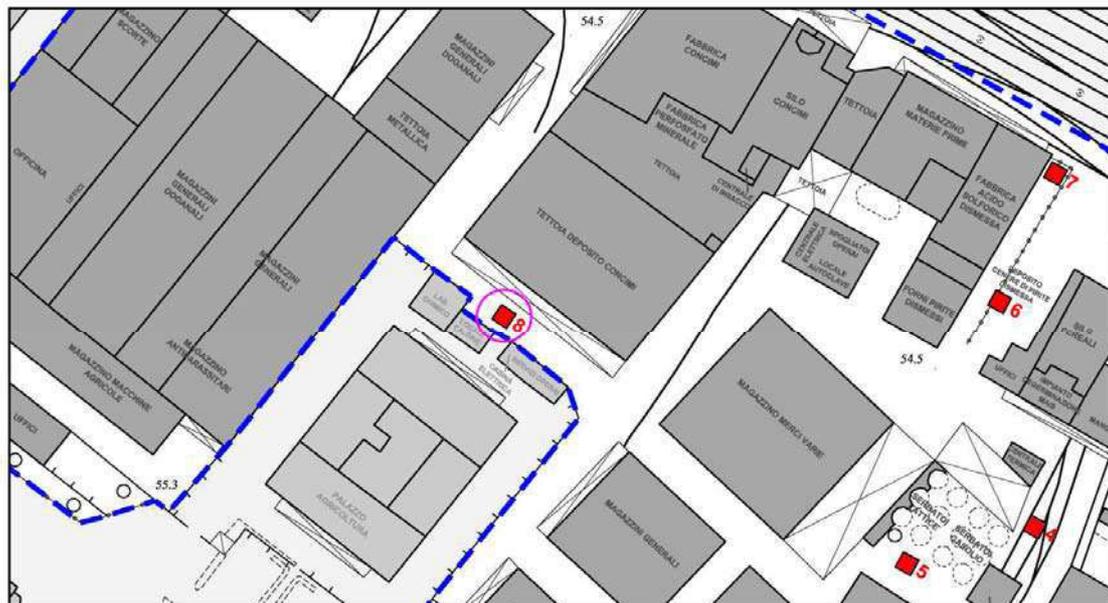
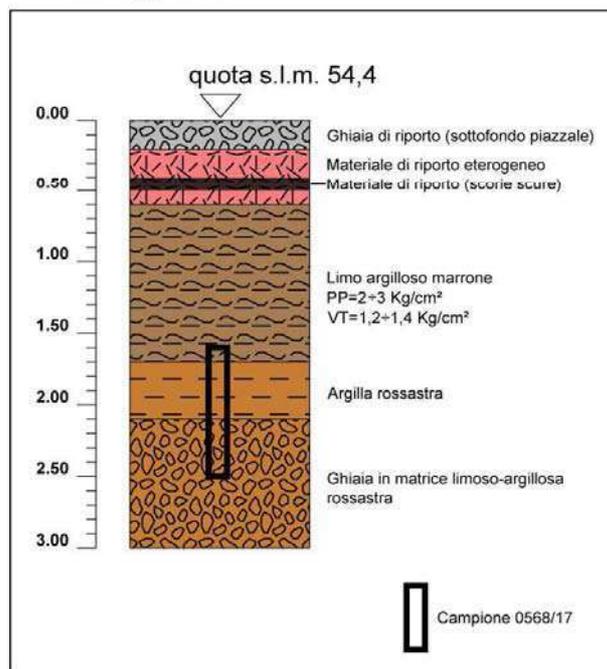


Foto:



Stratigrafia:



TRINCEA n.9

Data esecuzione 14/02/2017

Ubicazione

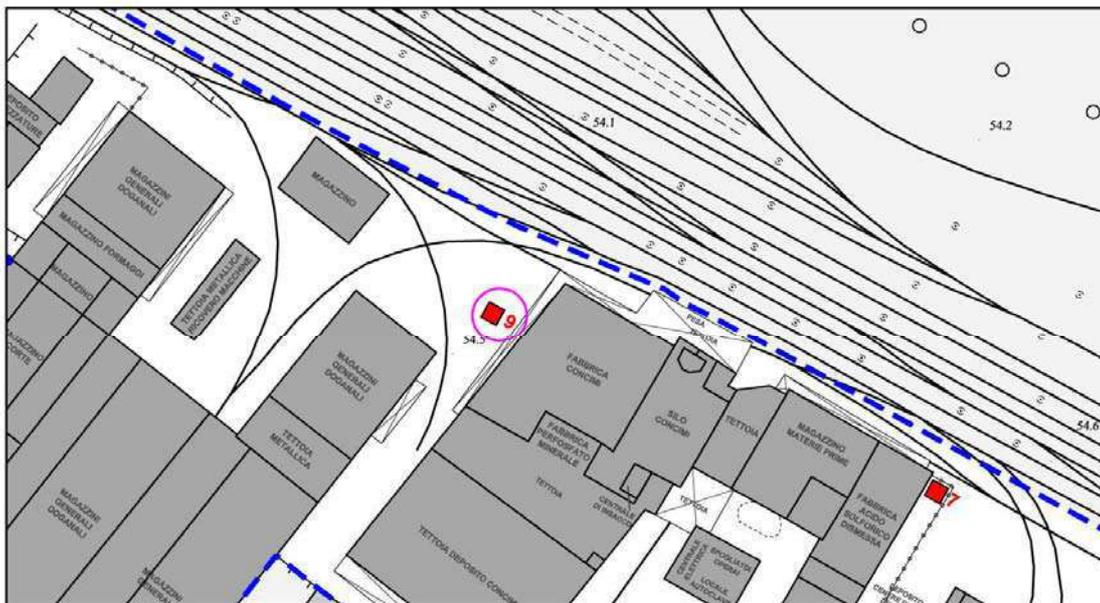
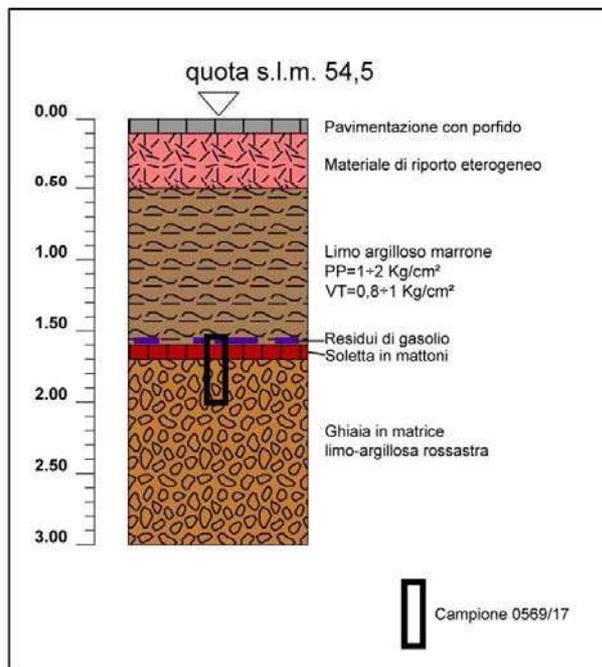


Foto:



Stratigrafia:



TRINCEA n.10

Data esecuzione 14/02/2017

Ubicazione

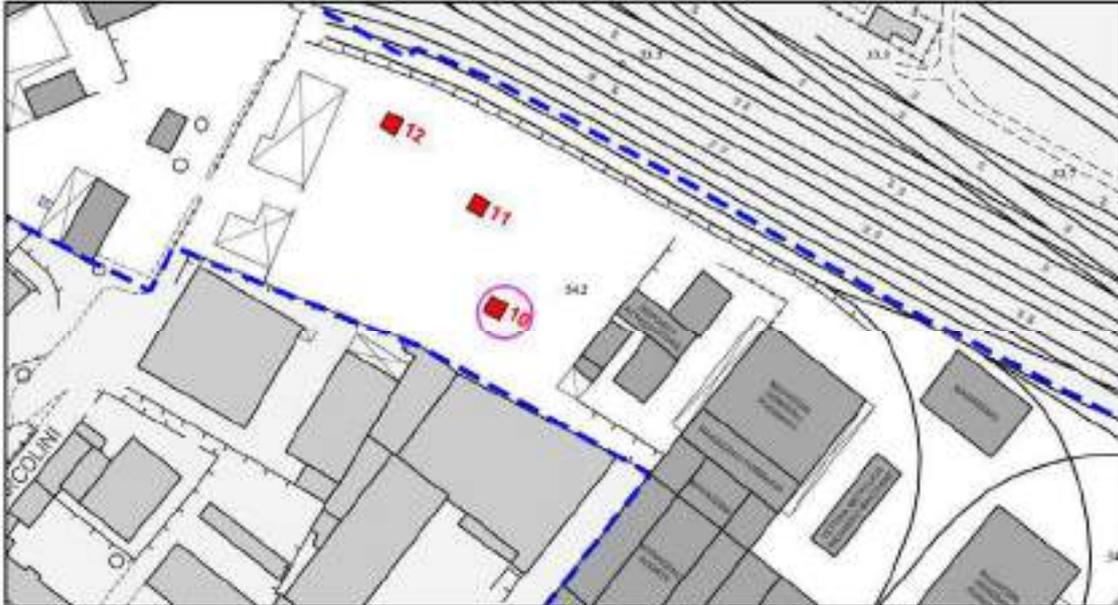
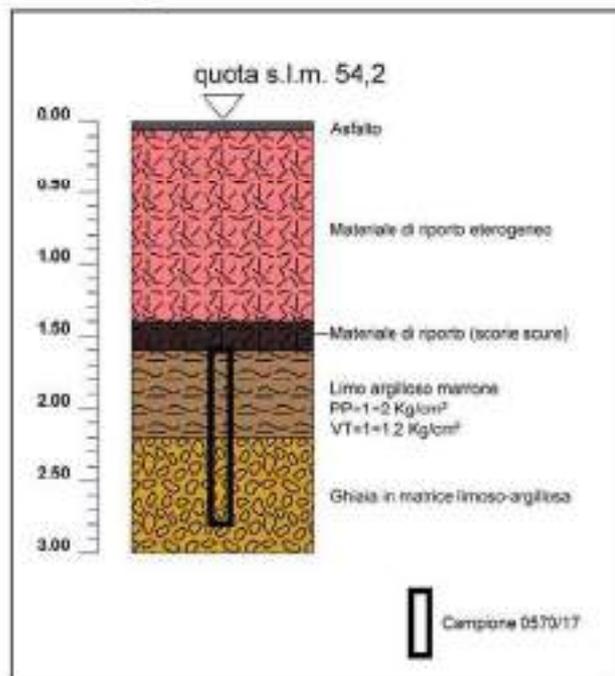


Foto:



Stratigrafia:



TRINCEA n.11

Data esecuzione 14/02/2017

Ubicazione

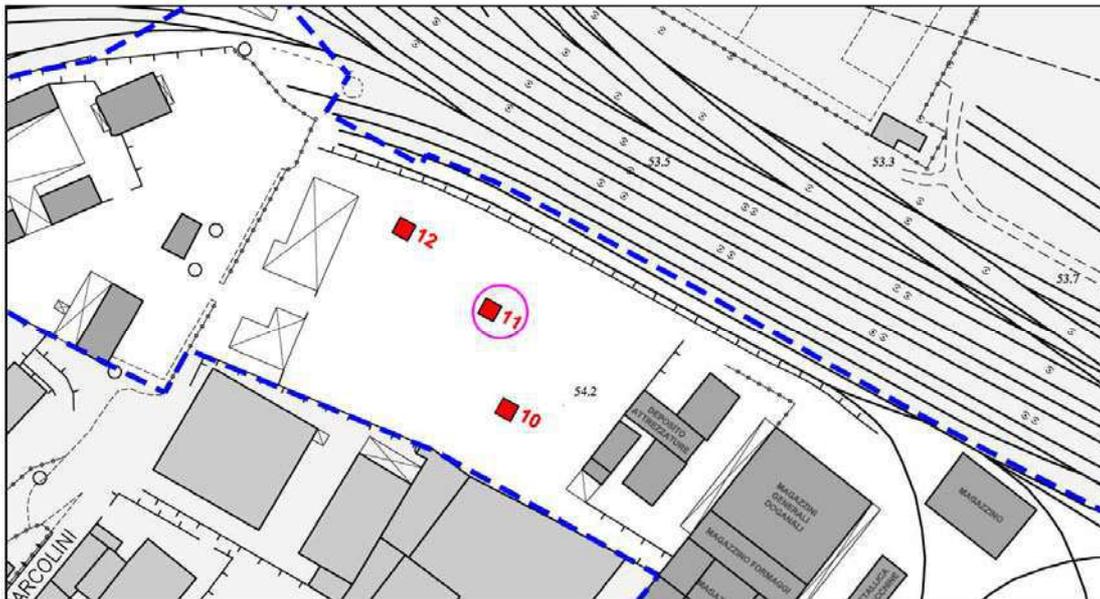
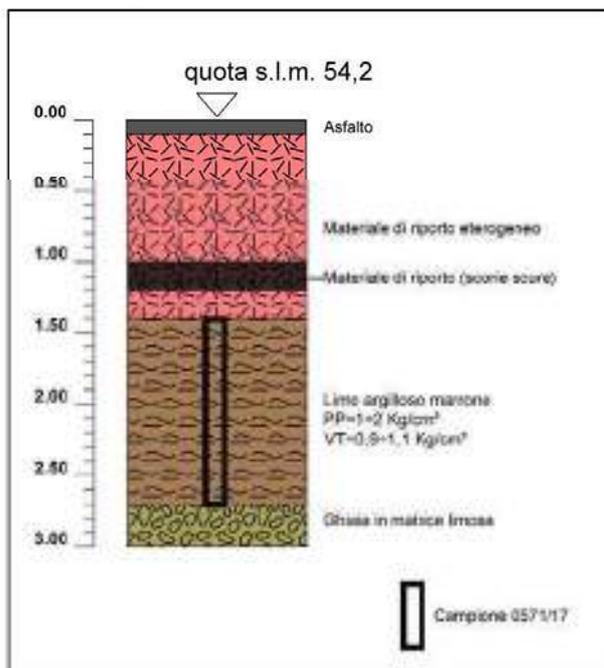


Foto:



Stratigrafia:



TRINCEA n.12

Data esecuzione 14/02/2017

Ubicazione

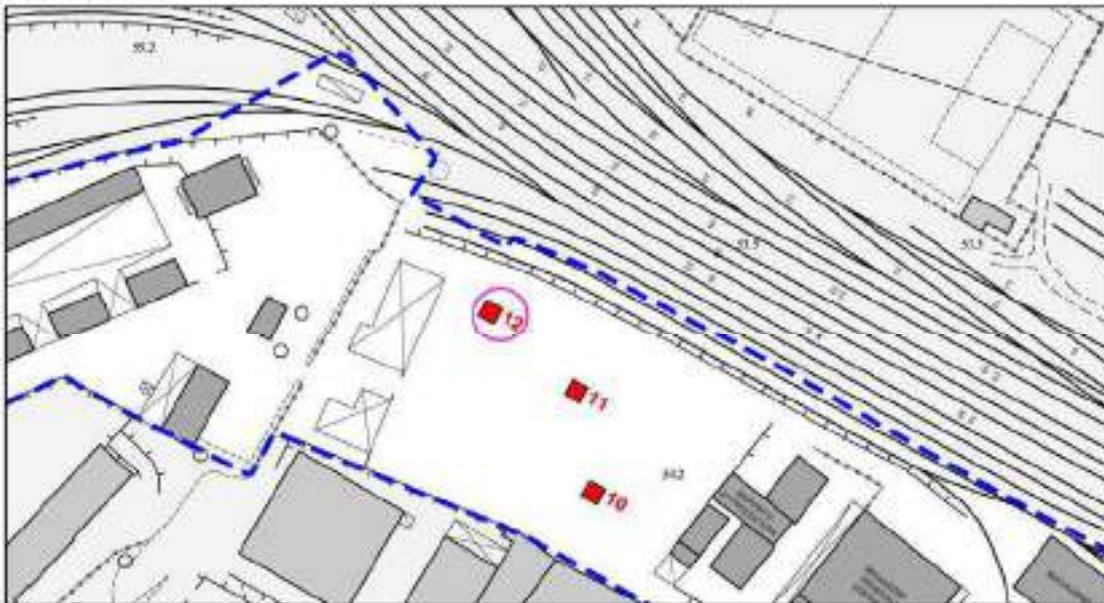
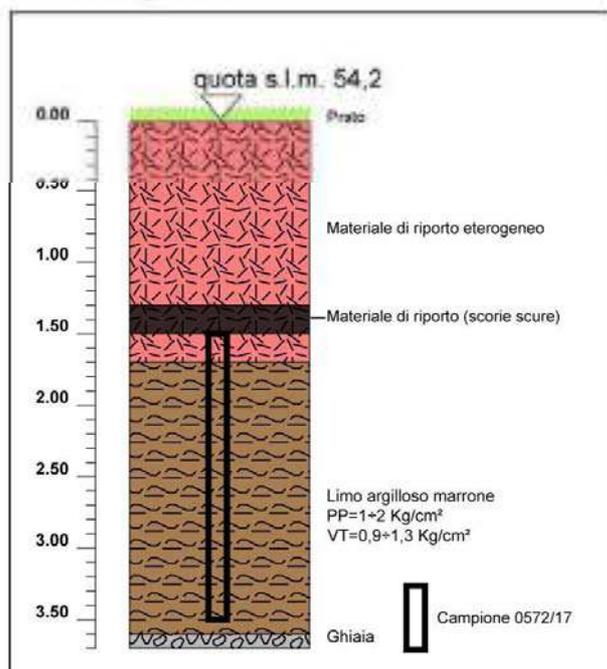


Foto:



Stratigrafia:



Pozzi a stratigrafia nota

Come in precedenza segnalato all'interno dell'area in studio sono presenti tre pozzi che erano storicamente a servizio del polo industriale; in particolare di seguito si riporta una breve descrizione sulle loro caratteristiche tecniche e costruttive nonché sulle rispettive stratigrafie.

- POZZO 1725 – anno di perforazione 1907
- POZZO 1726 – anno di perforazione 1920 (inattivo)
- POZZO 1727 – anno di perforazione 1972

Trattasi di pozzi caratterizzati da una colonna in ferro con diametro variabile da 220, 250 e 400 mm e spessore 8mm; le opere sono ubicate a poca distanza l'una dall'altra e risultano concentrate nel settore sud-orientale dell'area dell'ex Consorzio Agrario dove erano a servizio delle seguenti attività:

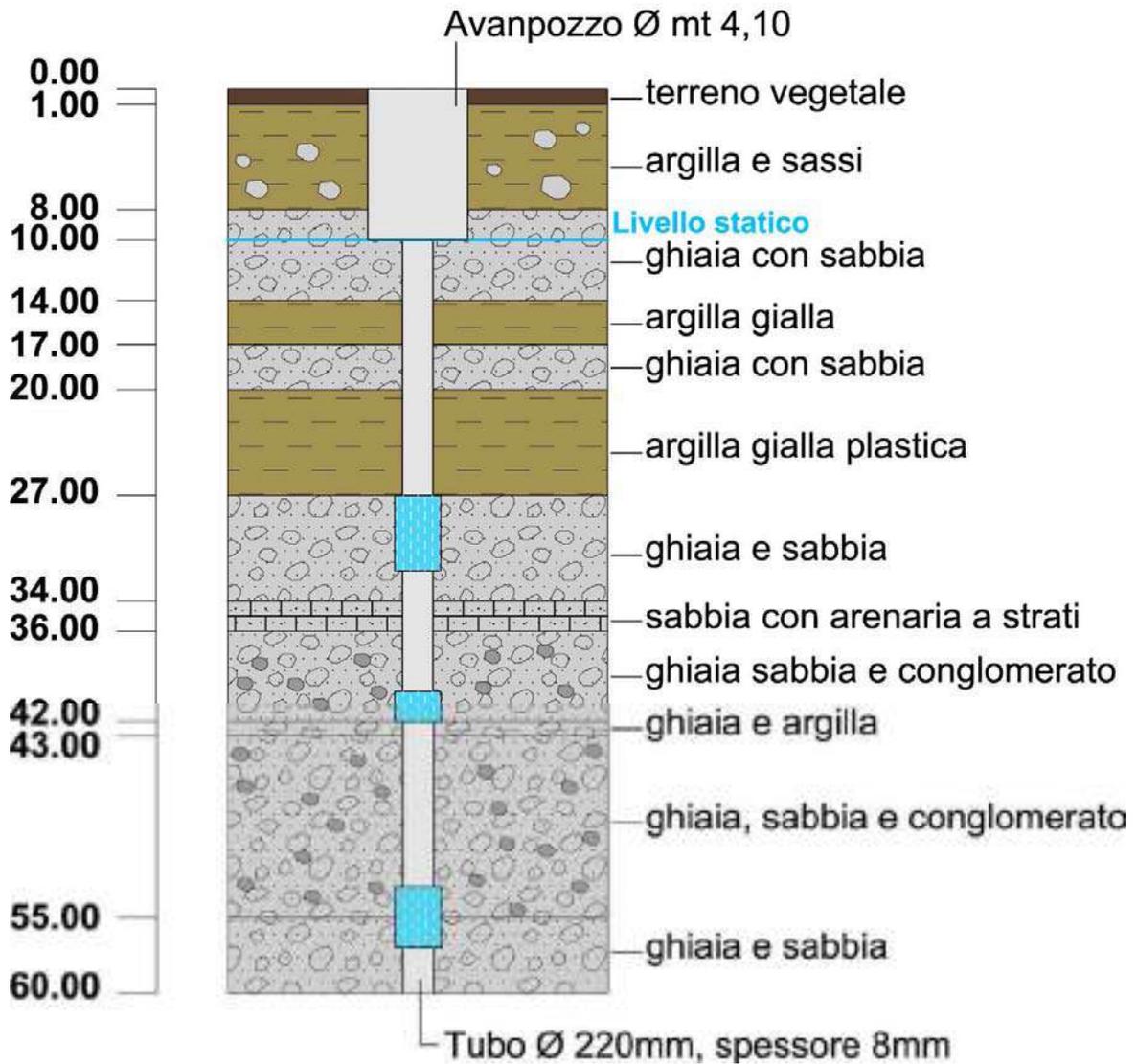
- Rete antincendio
- Impianto refrigerazione formaggio
- Alimentazione caldaie per produzione vapore

Le stratigrafie disponibili consentono di affermare che la litostratigrafia del sottosuolo è pressoché uniforme; al di sotto degli avanpozzi⁹, presenti in tutti le opere di captazione, i primi 15 metri sono costituiti da argilla mista a ghiaia presso la superficie, passante a ghiaia-sabbiosa con la profondità. Tra -15 e -28 m sono presenti due orizzonti di argilla gialla intercalati tra 17 e 20 m da uno strato di ghiaia.

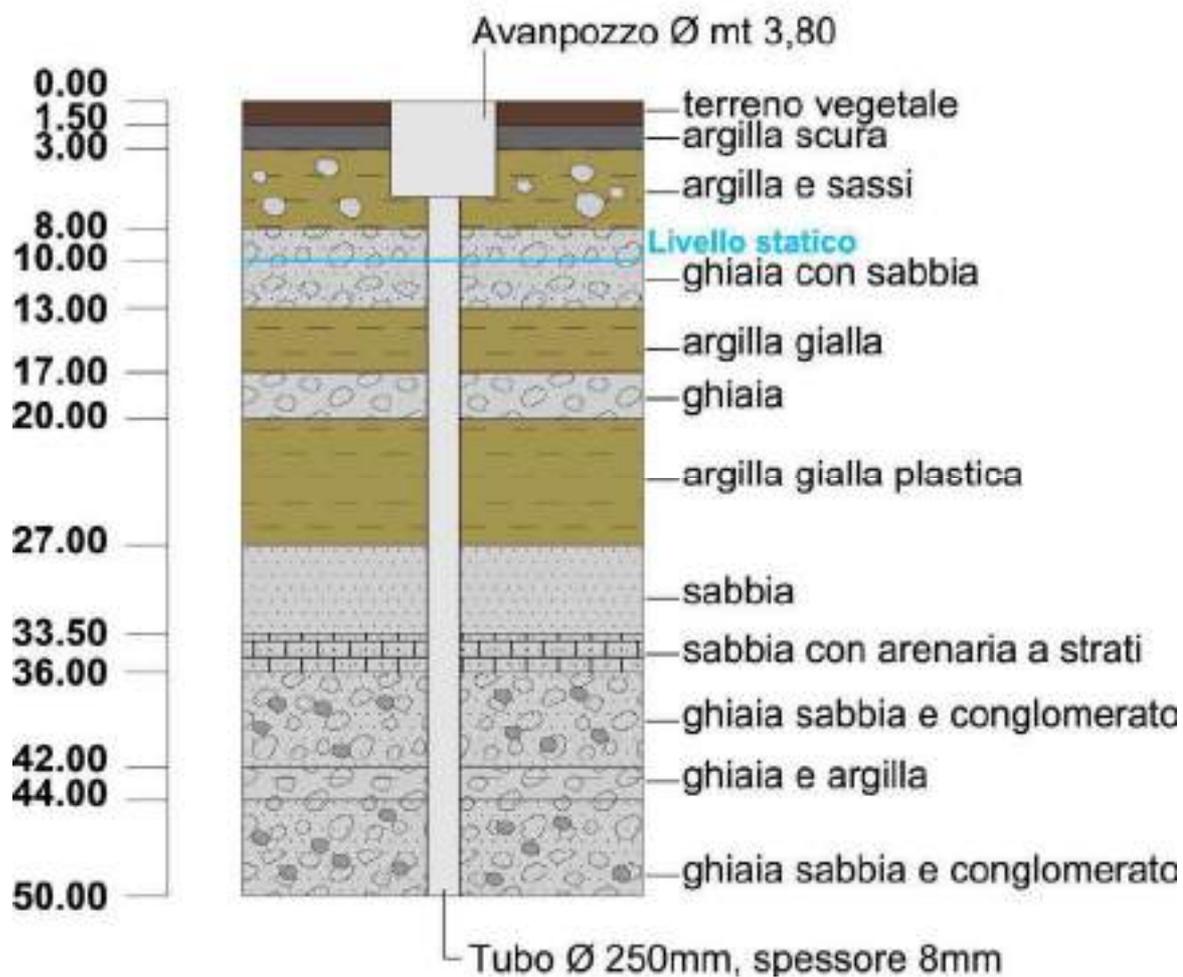
Seguono al di sotto, depositi prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi fino a 50-60 metri di profondità.

Il livello statico per tutti i pozzi è segnalato a circa -10 m dal p.c. mentre la loro portata varia da 6 a oltre 13 l/s.

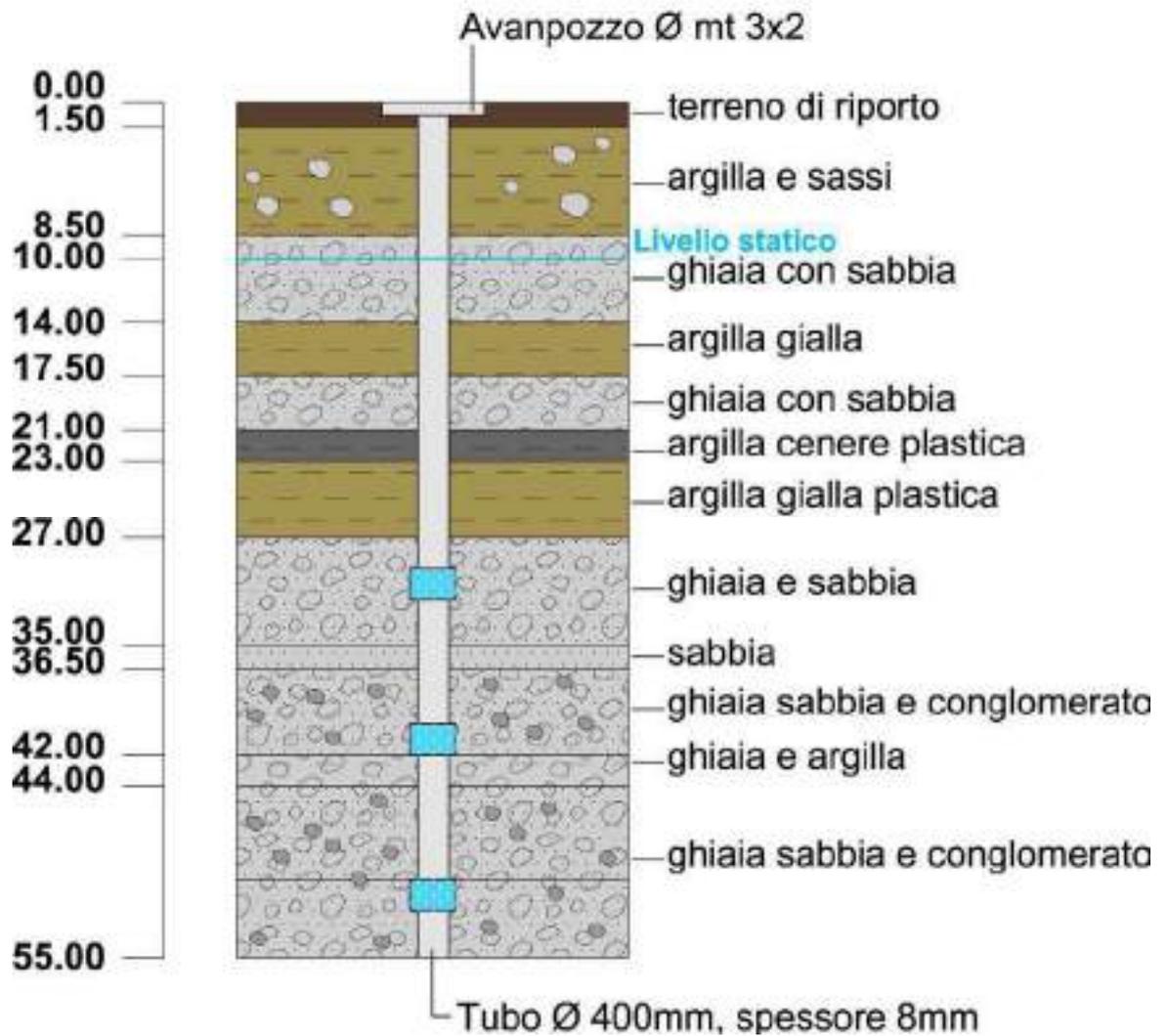
⁹ di profondità variabile fra 1,5m del più recente a oltre 8 mper quello perforato nel 1907



Stratigrafia pozzo n°1; anno di realizzazione 1907, quota 54,5 m s.l.m. Attivo



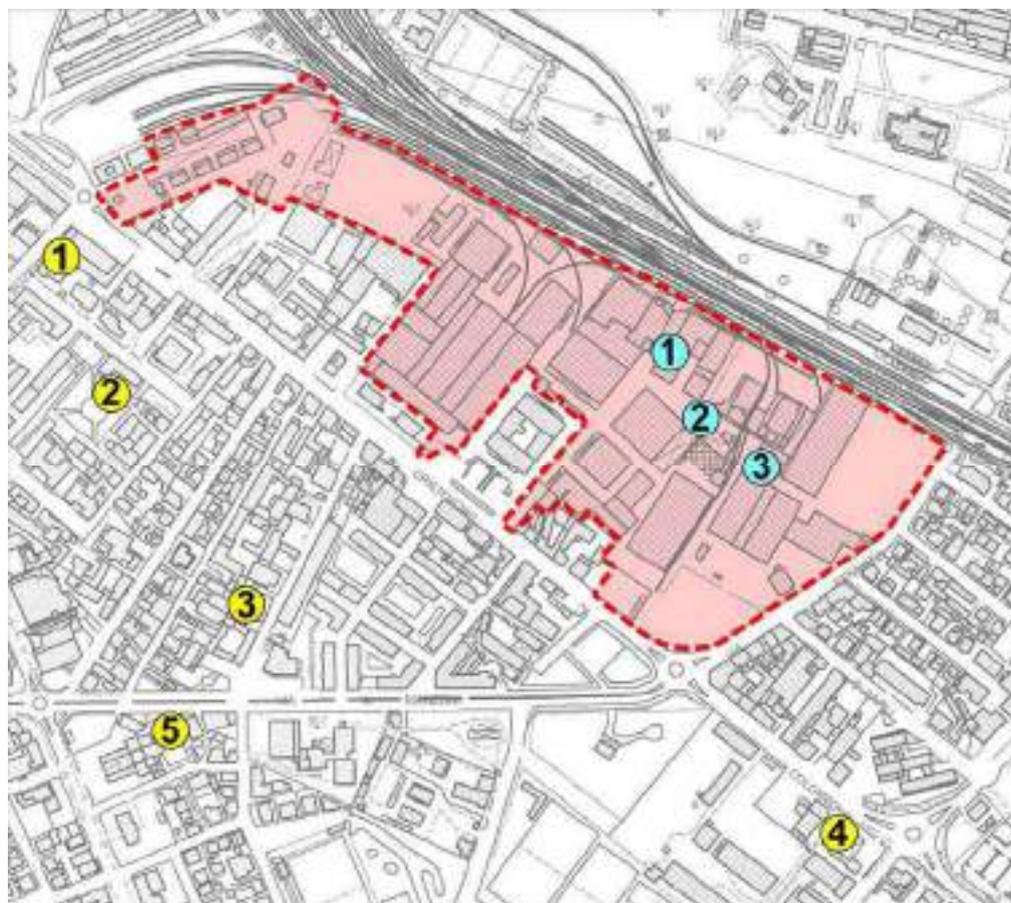
Stratigrafia pozzo n°2; anno di realizzazione 1920, quota 54,5 m s.l.m. Inattivo



Stratigrafia pozzo n°3; anno di realizzazione 1972, quota 54,5 m s.l.m. Attivo

Indagini geognostiche per altri studi in zone circostanti

Come precedentemente riportato, fin da questa fase della progettazione, al fine di fornire alcune informazioni preliminari sul modello geotecnico del sottosuolo si è fatto riferimento ai risultati di alcune indagini geognostiche¹⁰ eseguite, per precedenti interventi edilizi, nel raggio di alcune centinaia di metri dall'area in studio.



LEGENDA

-  Area oggetto di studio
-  Indagini geognostiche pregresse (eseguite per altri studi in zone circostanti):
 - 1 - Via Colombo angolo Via Bolzoni (Sondaggi a Carotaggio)
 - 2 - Via Respighi angolo Via Gambarà (Prova Penetrometrica Statica CPT)
 - 3 - Via Cortesi (n.4 Prove Penetrometriche dinamiche SCPT)
 - 4 - Via Colombo n. 146 (n.2 Prove Penetrometriche dinamiche SCPT)
 - 5 - Oratorio Parrocchia Corpus Domini (Prova Penetrometrica Statica CPT+MASW)
-  Pozzi a stratigrafia nota:
 - 1 - Pozzo n. 1
 - 2 - Pozzo n. 2
 - 3 - Pozzo n. 3

Ubicazioni indagini geognostiche utilizzate per fornire indicazioni sull'ipotetico modello geotecnico del sottosuolo

¹⁰ prove penetrometriche, sondaggi a carotaggio continuo e stendimento sismico di tipo Masw

• Area tra via Colombo e via Bolzoni (2004) – Indicazione in carta n°1

Nell'ambito di un progetto che prevedeva la preliminare demolizione di un vetusto complesso artigianale abbandonato e la ricostruzione di un nuovo edificio commerciale e residenziale, furono eseguiti nel gennaio 2004 due sondaggi a rotazione con carotaggio continuo del materiale estratto, spinti da 12 a 15 metri sotto il piano del piazzale (all'incirca corrispondente alla sede viaria di via Colombo). Come illustrato nelle due stratigrafie allegate, il sottosuolo naturale risulta celato da spessa coltre di riporto eterogeneo e di modesta consistenza, il cui letto giace a profondità variabili da 3 metri in S2 a 5,5 metri in S1. La superficie freatica è stata raggiunta a 12,4 metri di profondità in ambedue i sondaggi: il suo livello è stato verificato con precisione in piezometro a tubo aperto installato nel foro di sondaggio S2. Nel corso dei sondaggi si sono eseguite prove di penetrazione dinamica S.P.T. con punta chiusa, rilevando il numero di colpi (riportato nelle stratigrafie allegate) necessario a conseguire ogni affondamento di 15 cm delle aste portapunta.

Sulle carote del materiale coesivo limo-argilloso recuperate nel corso dei sondaggi, sono state condotte determinazioni speditive della coesione non drenata "c_u" (riportate nelle stratigrafie allegate), a mezzo scissometro da tasca tipo Pilcon.

Furono altresì recuperati n.4 campioni rimaneggiati che sono stati sottoposti a prove di classificazione geotecnica (granulometria per setacciatura, e Limiti di Atterberg). Le caratteristiche geotecniche del sottosuolo sono state riassunte nelle due tabelle seguenti.

PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE S.P.T.

Sondaggio	profondità (m)	profondità (100)	litologia	stato	resistenza (kPa)	indice di consistenza				indice di consistenza (I _c)										
						liquida	plastica	liquidità	plasticità											
S1	3,80	12,4	argilla	impasto	1,85	22	20	20	20	1,21	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
S1	8,80	12,4	argilla	impasto	1,15	22	20	20	20	0,84	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
S1	8,80	12,4	argilla	impasto	1,81	22	20	20	20	0,77	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
S1	13,00	12,4	argilla	impasto	2,85	28	28	28	28	0,88	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31
S2	4,80	12,4	argilla	impasto	2,85	28	28	28	28	1,35	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
S2	8,80	12,4	argilla	impasto	1,15	22	24	28	28	0,84	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
S2	8,80	12,4	argilla	impasto	1,81	22	22	18	28	0,75	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
S2	13,00	12,4	argilla	impasto	2,21	28	28	28	28	1,11	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111

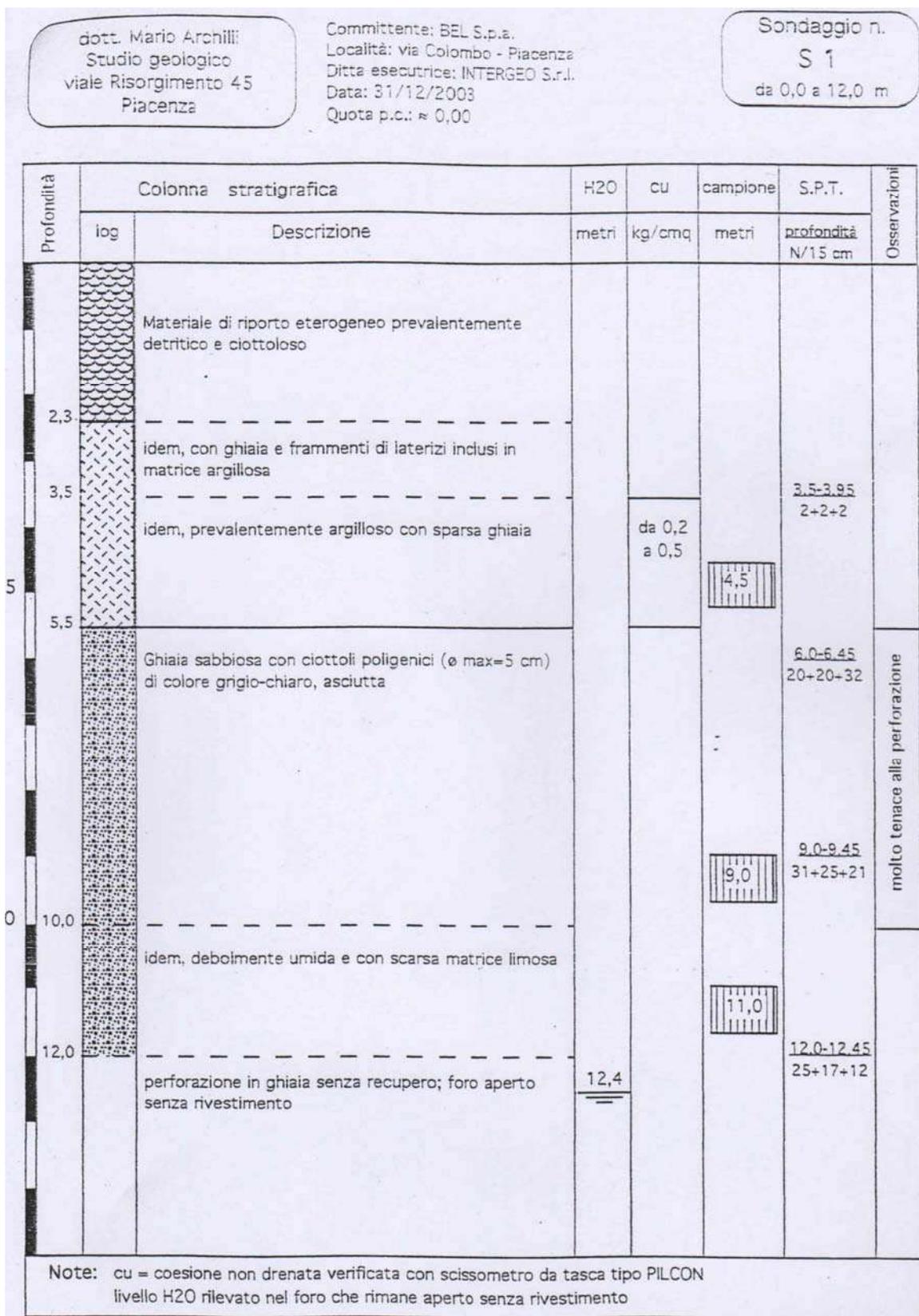
Nota: I_c = indice di consistenza; I_p = indice di plasticità; I_L = limite liquido; I_U = umidità naturale; I_U = D60/D10 = coeff. di uniformità

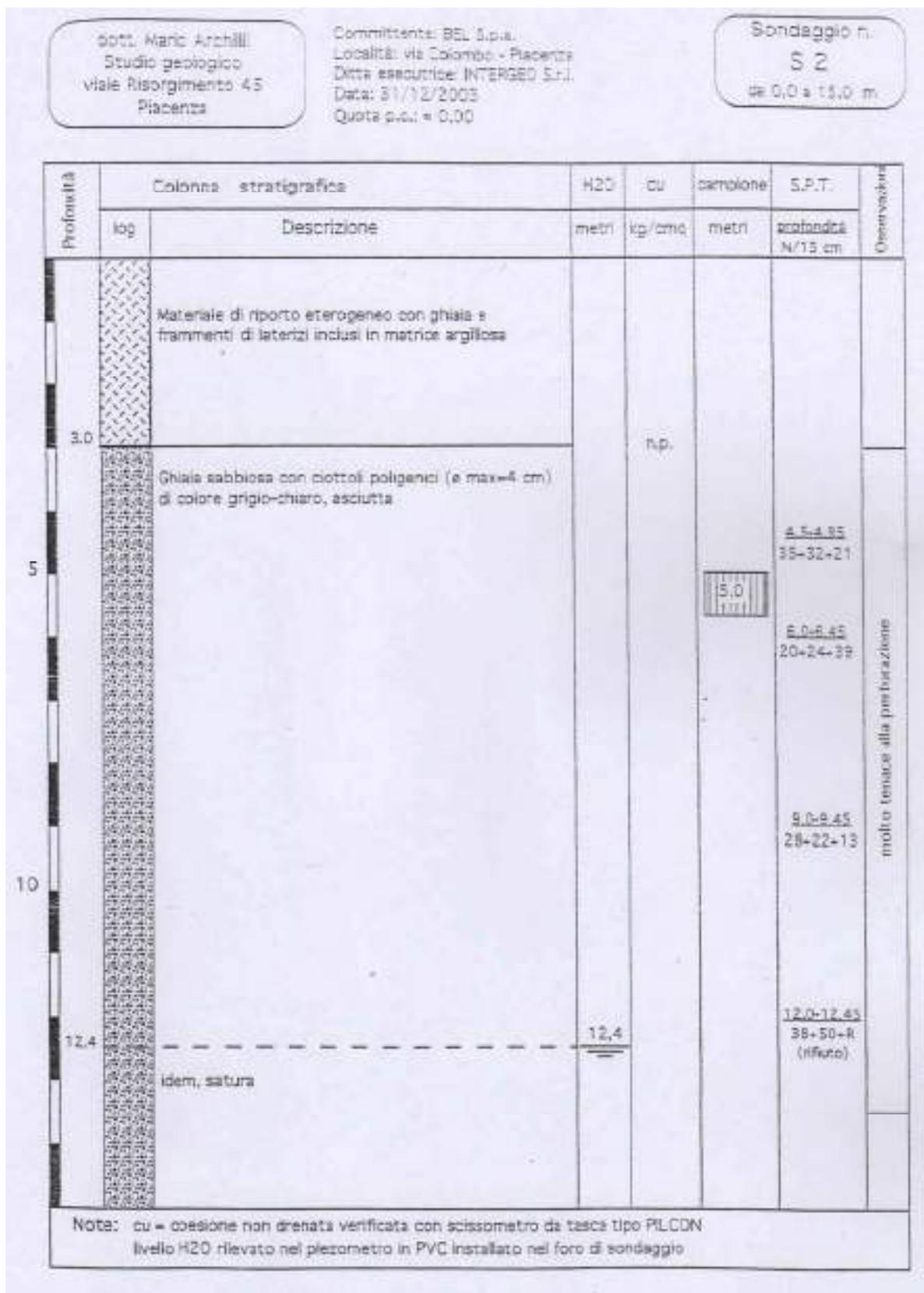
PROVE DI LABORATORIO - TABELLA RIASSUNTIVA

Sondaggio	Prof.	H2O	WL	IP	fuso granulometrico								coeff. di permeabilità		Gruppo UNI-HRB	Classe USCS
					<4,75 mm	<2,0 mm	<0,425 mm	<0,075 mm	D60	D20	D10	Uc	k=f(D10)	K=f(D20)		
n.	m	m	%	%	%	%	%	%	mm	mm	mm	D60/D10	cm/s	cm/s		
S1	4,5	>12	43	17	100	100	100	79	-	-	-	-	<<0,001	<<0,001	A-7-6	CL/ML
	9,0	>12	31	17	50	43	31	21	9,867	0,060	0,026	378	0,001	0,001	A-1-b	GC
	11,0	>12	39	14	52	44	34	24	7,939	0,045	0,022	355	0,001	0,001	A-1-b	GC
S2	5,0	>12	-	-	32	26	19	11	23,679	0,555	0,049	481	2,0E-03	8,9E-02	A-1-a	GW-GM

Simboli: WL= limite liquido IP= indice plastico Wn= umidità naturale Uc= D60/D10 = coeff. di uniformità

0,026 valori stimati dalla curva granulometrica





• Area sita in via Respighi (2011) - Indicazione in carta n°2

Nell'ambito di un progetto di demolizione di porzione di vetusto fabbricato residenziale e sua ricostruzione, fu eseguita nell'area n.1 prova penetrometrica statica CPT.

In base al diagramma della prova CPT il sottosuolo ghiaioso, entro cui la prova statica ha ben presto raggiunto il rifiuto all'infissione, è celato da una coltre di riporto di prevalente natura limosa di 1,4 m di spessore, caratterizzata da valori assai mediocri di q_c generalmente compresi tra 14 e 15 kg/cm²; essa ricopre uno strato coesivo di 0,80 m di spessore che presumibilmente costituiva l'originario piano di campagna.

Al di sotto i depositi divengono ghiaiosi e sabbiosi, con valori di $q_c > 100$ kg/cm² e angolo di attrito drenato $\phi'_r=33^\circ$; la prova ha raggiunto il rifiuto all'infissione a -2,60m ed il foro, com'era lecito attendersi, si è rivelato del tutto anidro, in quanto la prima falda, come precedentemente descritto, resta a profondità maggiori di quella indagata.

PROVA CPT n.1 - parametri geotecnici medi - profondità superficie piezometrica: m >2,6

profondità da m	q_c kg/cm ²	f_s kg/cm ²	granulometria (cfr ROBERTSON 1990)	comportamento prevalente	spessore m	q_c kg/cm ²	f_s kg/cm ²	q_c/f_s	C_u	e_r %	ϕ'_p °	ϕ'_r °	ϕ'_{65} °	c_u kg/cm ²	ψ clay °	Eed max kg/cm ²	Eed min kg/cm ²	G_o kg/cm ²	$E_{50}(G_o)$ kg/cm ²	$v_s=f(G_o)$ m/s	St = 10/Rf	OCR
0,20																						
0,40	7	0,13		riporto																		
0,60	9	1,07		riporto																		
0,80	39	1,00		riporto																		
1,00	13	1,33		riporto																		
1,20	14	1,07		riporto																		
1,40	19	0,93		riporto																		
1,40	19	0,93		misto	1,40	14	0,87	41	39	43,3	36,8	35,3	0,8	37	135		42	263	630	132		47,8
1,80	40	1,13		limi sabbiosi																		
1,80	32	2,60		terre cementate o n.d.																		
2,00	27	4,00		terre cementate o n.d.																		
2,20	39	1,47		limi sabbiosi	coesivo	0,80	35	2,30					1,6	36	276		86	449	1078	167	1,0	38,3
2,40	166	10,47		limi sabbiosi	incoerente	0,20	166	10,47	488	82	47,7	33,4	33,4					735	1763	200		
2,60	388	2,07		sabbie dense o ghiaiose																		

Prova penetrometrica CPT eseguita in via Respighi

• Area sita in via Cortesi (2001) - Indicazione in carta n°3

Nell'ambito di un progetto di demolizione di vetusti fabbricati artigianali e ricostruzione di un fabbricato residenziale di tipo condominiale, furono eseguite nell'area n.4 prove penetrometriche dinamiche SCPT, con attrezzatura standard DPSH.

Come illustrato nelle tabelle allegate, al di sotto di una coltre di riporto di spessore variabile da 0,6 a 1,2 m, il sottosuolo naturale è rappresentato da un orizzonte limo-argilloso di assai mediocre consistenza di spessore compreso tra 2,1 a 2,7 m; a circa 3,3 metri di profondità è stato individuato il materasso alluvionale ghiaio-sabbioso e ciottoloso, ben addensato e di elevata resistenza alla penetrazione della punta penetrometrica.

Com'era lecito attendersi, non si è rilevata presenza d'acqua nei fori di prova: le indagini infatti non hanno raggiunto le alluvioni ghiaiose presenti più in profondità.

Per quanto riguarda l'orizzonte superficiale coesivo e limo-argilloso, si può cautelativamente fare riferimento ai seguenti valori dei parametri geotecnica, dedotti dai più bassi valori di coesione non drenata rilevata nel corso delle prove penetrometriche:

- coesione non drenata $c_u = 0,7 \text{ kg/cm}^2$
- modulo edometrico min: $E' = 70 \text{ kg/cm}^2$ cfr. SKEMPTON)
- coeff. di sottofondo o di WINKLER: $K_{ps} = 1 \text{ kg/cm}^3$ (cfr. TERZAGHI)

L'angolo di attrito residuo ϕ_r , stimato in funzione del valore di ϕ_p , con la nota relazione di TERZAGHI risulta di norma superiore ai 30° , ed anzi sovente è prossimo ai 35° .

PROVA SCPT - parametri geotecnici medi - profondità superficie piezometrica: metri

profondità m	punta N60	granulometria presunta	comportamento prevalente	spessore m	punta N60	$N=N60 \times C_n$ f(ovo')	Dr %	ϕ_p °	ϕ_r °	c_u kg/cm ²	Eed kg/cm ²	Go kg/cm ²	Eo kg/cm ²	Vs m/s	OCR
0,3	19	riporto													
0,6	22	riporto													
0,9	19	riporto													
1,2	22	riporto	riporto	1,20	21										
1,5	10	argille													
1,8	10	argille													
2,1	10	argille													
2,4	12	argille													
2,7	12	argille													
3,0	12	argille													
3,3	10	argille	coesivo	2,10	11	16				0,8	48	1021	2449	236	14,4
3,6	19	ghiaie													
3,9	18	ghiaie													
4,2	27	ghiaie													
4,5	21	ghiaie													
4,8	40	ghiaie													
5,1	35	ghiaie													
5,4	28	ghiaie													
5,7	63	ghiaie													
6,0	40	sabbie													
6,3	23	sabbie													
6,6	23	sabbie													
6,9	21	ghiaie													
7,2	34	ghiaie													
7,5	46	ghiaie													
7,8	57	ghiaie													
8,1	63	ghiaie													
8,4	64	ghiaie	incoerente	5,10	37	35	75	42,6	34,4			1707	4097	303	

Prova penetrometrica SCPT 1 eseguita in via Cortesi

"Relazione geologica, idrogeologica e sismica generale"

PROVA SCPT **n.2** - parametri geotecnici medi - profondità superficie piezometrica: metri **> 11**

profondità m	punta N60	granulometria presunta	comportamento prevalente	spessore m	punta N60	N=N60 x Cn (kg/cm ²)	Dr %	ep %	gr %	cu kg/cm ³	Eed kg/cm ²	Go kg/cm ²	Eo kg/cm ²	Vs m/s	OCR
0,3	10	riporto													
0,6	12	riporto													
0,9	16	riporto	riporto	0,60	14	23					1317	3160	267		
1,2	9	argile	coesivo	0,30	8	14				0,6	36	868	2299	229	26,0
1,5	21	ghiaie													
1,8	27	ghiaie													
2,1	45	ghiaie													
2,4	46	ghiaie													
2,7	55	ghiaie													
3,0	39	ghiaie													
3,3	32	ghiaie													
3,6	21	ghiaie													
3,9	13	ghiaie													
4,2	19	ghiaie													
4,5	46	ghiaie													
4,8	56	ghiaie													
5,1	72	ghiaie													
5,4	66	ghiaie													
5,7	67	ghiaie													
6,0	68	ghiaie													
6,3	61	ghiaie	incoerente	5,70	44	51	67	46,0	33,9		2226	5342	346		

PROVA SCPT **n.3** - parametri geotecnici medi - profondità superficie piezometrica: metri **> 11**

profondità m	punta N60	granulometria presunta	comportamento prevalente	spessore m	punta N60	N=N60 x Cn (kg/cm ²)	Dr %	ep %	gr %	cu kg/cm ³	Eed kg/cm ²	Go kg/cm ²	Eo kg/cm ²	Vs m/s	OCR
0,3	2	riporto													
0,6	22	riporto	riporto	0,60											
0,9	19	argile													
1,2	9	argile													
1,5	9	argile													
1,8	6	argile													
2,1	19	argile													
2,4	12	argile													
2,7	12	argile													
3,0	19	argile													
3,3	12	argile	coesivo	2,70	10	16				0,6	46	1006	2412	224	20,0
3,6	22	ghiaie													
3,9	33	ghiaie													
4,2	51	ghiaie													
4,5	49	ghiaie													
4,8	47	ghiaie													
5,1	38	ghiaie													
5,4	35	ghiaie													
5,7	17	ghiaie													
6,0	30	ghiaie													
6,3	24	ghiaie													
6,6	15	ghiaie													
6,9	22	ghiaie													
7,2	12	sabbie													
7,5	45	ghiaie													
7,8	61	ghiaie													
8,1	47	ghiaie													
8,4	37	ghiaie													
8,7	30	ghiaie													
9,0	33	ghiaie													
9,3	39	ghiaie													
9,6	32	ghiaie													
9,9	34	ghiaie													
10,2	29	ghiaie													
10,5	48	ghiaie													
10,8	55	ghiaie	incoerente	7,50	36	32	72	41,7	33,9		1603	3646	293		

Prove penetrometriche SCPT 2-3 eseguite in via Cortesi

PROVA SCPT n.4 - parametri geotecnici medi - profondità superficie piezometrica: metri > 11

profondità m	punta NR0	granulometria pre-punta	comportamento prevalente	spessore m	punta NR0	N*NR0 x Cn [kPa]	Dr %	qp	qr	qs [kg/cm²]	Esd [kg/cm²]	Go [kg/cm²]	Es [kg/cm²]	Vs m/s	OCR
0,3	15	riporto													
0,6	22	riporto	riporto	0,60											
0,9	12	argilla													
1,2	7	argilla													
1,5	7	argilla													
1,8	10	argilla													
2,1	7	argilla													
2,4	10	argilla													
2,7	12	argilla													
3,0	10	argilla													
3,3	11	argilla	coestivo	2,70	10	15				0,7	43	963	2012	229	16,8
3,6	18	ghiaia													
3,9	38	ghiaia													
4,2	36	ghiaia													
4,5	51	ghiaia													
4,8	41	ghiaia													
5,1	36	ghiaia													
5,4	57	ghiaia													
5,7	73	ghiaia													
6,0	73	ghiaia													
6,3	68	ghiaia													
6,6	30	ghiaia													
6,9	29	ghiaia													
7,2	22	sabbia													
7,5	24	ghiaia													
7,8	67	ghiaia													
8,1	57	ghiaia													
8,4	51	ghiaia													
8,7	63	ghiaia	incoerente	5,40	45	43	83	44,9	35,4			1976	4747	326	

Prova penetrometrica SCPT 4 eseguita in via Cortesi

• Area sita in via Colombo n°146 (2007) - Indicazione in carta n°4

Nell'ambito di un progetto di preliminare demolizione di un vetusto fabbricato di ricostruzione con ampliamento mediante una struttura prefabbricata, furono eseguite n.2 prove penetrometriche dinamiche SCPT con attrezzatura standard tipo DPSH.

In ambedue le prove l'originario p.c. è celato dalla pavimentazione dell'esistente piazzale di alcuni decimetri di spessore; il sottostante terreno naturale è rappresentato da coltre argillosa superficiale che, a profondità variabile da 2,7 a 3,3 metri dal piano piazzale, sormonta il materasso alluvionale ghiaio-sabbioso e ciottoloso molto addensato ($N_{colpi}/30cm > 30$): entro quest'ultimo è stato ben presto conseguito il rifiuto all'infissione, rispettivamente a 4,2 m in P1 ed a 4,5 m in P2.

Entrambi i fori di prova si sono rivelati anidri in quanto la falda giace a profondità maggiori di quella indagata.

I parametri geotecnici del sottosuolo indagato, sono riassunti nelle tabelle di seguito allegate, da cui si evince come l'orizzonte coesivo al di sotto del riporto è caratterizzato da assai mediocri valori di coesione non drenata ($c_u = 0,5 \text{ kg/cm}^2$), mentre il sottostante substrato ghiaioso si presenta molto addensato con valori di angolo di attrito residuo $\phi_r \approx 33^\circ$.

PROVA SCPT n.1 - parametri geotecnici medi - profondità superficie piezometrica: metri > 11

profondità m	punta N95	granulometria presunta	comportamento prevalente	spessore m	punta N95	$f^* = N95 \times C_n$ (kN/m ²)	Dr %	q ₁ "	q ₂ "	c _u kg/cm ²	E _{ed} kg/cm ²	G _o kg/cm ²	E _o kg/cm ²	V _s m/s	OCR	
0,3	12	riporto	riporto	0,30												
0,6	13	riporto														
0,9	7	argille														
1,2	4	argille														
1,5	5	argille														
1,8	6	argille														
2,1	6	argille														
2,4	10	argille														
2,7	11	argille	coesivo	2,10	7	11			0,5	31	791	1896	207	12,7		
3,0	15	ghiaie	incoerente	1,30												
3,3	28	ghiaie														
3,6	40	ghiaie														
3,9	41	ghiaie														
4,2	64	ghiaie														
4,5	95	ghiaie														
							45	57	91	48,4	35,5		2375	5899	354	

PROVA SCPT n.2 - parametri geotecnici medi - profondità superficie piezometrica: metri > 11

profondità m	punta N95	granulometria presunta	comportamento prevalente	spessore m	punta N95	$f^* = N95 \times C_n$ (kN/m ²)	Dr %	q ₁ "	q ₂ "	c _u kg/cm ²	E _{ed} kg/cm ²	G _o kg/cm ²	E _o kg/cm ²	V _s m/s	OCR	
0,3	12	riporto	riporto	0,30												
0,6	16	riporto														
0,9	13	riporto														
1,2	9	argille														
1,5	6	argille														
1,8	6	argille														
2,1	7	argille														
2,4	5	argille														
2,7	6	argille	coesivo	2,40	7	10			0,5	31	791	1836	200	10,4		
3,0	6	argille														
3,3	10	argille														
3,6	32	ghiaie														
3,9	54	ghiaie														
4,2	82	ghiaie														
					incoerente	0,90	58	65	99	48,1	36,3		3020	6266	375	

Prove penetrometriche SCPT 1 e 2 eseguite in via Colombo n°146

• Ampliamento oratorio Parrocchia Corpus Domini (2011) - Indicazione in carta n°5

Il progetto prevedeva realizzazione di fabbricato destinato ad ampliare l'Oratorio della Parrocchia del Corpus Domini: il nuovo fabbricato si colloca sul lato Nord del cortile retrostante la chiesa, estendendosi in fregio a via Manzoni.

Nell'area di intervento furono eseguite una prova penetrometrica statica CPT ed uno stendimento sismico MASW.

In base al diagramma penetrometrico, al di sotto di 0,80 m di riporto, l'immediato sottosuolo è rappresentato da coltre limo-argillosa che raggiunge i 3,4m di profondità, caratterizzata da valori di q_c generalmente compresi tra 20 e 40 kg/cmq, con occasionali picchi dovuti alla presenza di sparsi ciottoli.

Sotto tale coltre prende inizio un sottosuolo ghiaioso e sabbioso caratterizzato da valori di q_c di norma >100 kg/cmq, entro il quale è stato raggiunto il rifiuto all'infissione a 4,0 m dal p.c.

Com'era lecito attendersi, i fori di prova non hanno raggiunto la superficie piezometrica della falda in questa risulta a profondità maggiori di quella indagata.

Come illustrato nelle tabelle allegate, la coltre superficiale limo-argillosa costituisce un mezzo scarsamente drenante e di variabile consistenza e compressibilità, la cui resistenza al taglio è funzione di una coesione non drenata $c_u \approx 0,8$ kg/cmq, e di un angolo d'attrito drenato non inferiore ai 25° .

I sottostanti depositi ghiaio-sabbiosi costituiscono invece un mezzo rapidamente drenante, la cui resistenza al taglio è governata da un angolo d'attrito drenato residuo (a volume costante) $\phi'_r \approx 33^\circ$.

PROVA CPT **n.1** - parametri geotecnici medi - profondità superficiale piezometrica: metri **>4,0**

profondità 0,3 m	q_c kg/cmq	f_s kg/cmq	granulometria (fr. ROBERTSON 1980)	comportamento prevalente	spessore m	q_c kg/cmq	f_s kg/cmq	qc1n CS -	Dr %	ψ_p °	ψ_r °	ψ_{ais} °	c_u kg/cmq	ϕ (cis) °	Eed max kg/cmq	Eed min kg/cmq	Qc kg/cmq	Ec=f(Qc) kg/cmq	Vs=f(Qc) m/s	S1 = 10/Rf	OCR
0,20																					
0,40	11	1,20	riporto																		
0,60	14	1,33	riporto																		
0,80	15	1,73	riporto	coesivo	0,80	10	0,87						0,6	39	107	38	228	638	126	1,0	62,7
1,00	22	1,07	limi sabbiosi																		
1,20	40	3,07	limi sabbiosi																		
1,40	32	1,87	limi sabbiosi																		
1,60	40	1,13	limi sabbiosi																		
1,80	41	1,60	limi sabbiosi																		
2,00	38	1,63	limi sabbiosi																		
2,20	39	2,00	limi sabbiosi																		
2,40	43	2,00	limi sabbiosi																		
2,60	50	1,83	limi sabbiosi																		
2,80	45	1,73	limi sabbiosi																		
3,00	27	1,67	argille e limi																		
3,20	32	0,67	limi sabbiosi																		
3,40	33	7,20	argille	coesivo	2,60	37	2,13						1,7	36	297	93	478	1141	171	1,0	39,3
3,60	219	7,20	sabbie																		
3,80	222	2,60	sabbie	incoerente	0,40	221	5,00	274	84	47,1	33,5	33,5					827	2226	231		
4,00	480	2,67	sabbie dense o ghiaiose																		

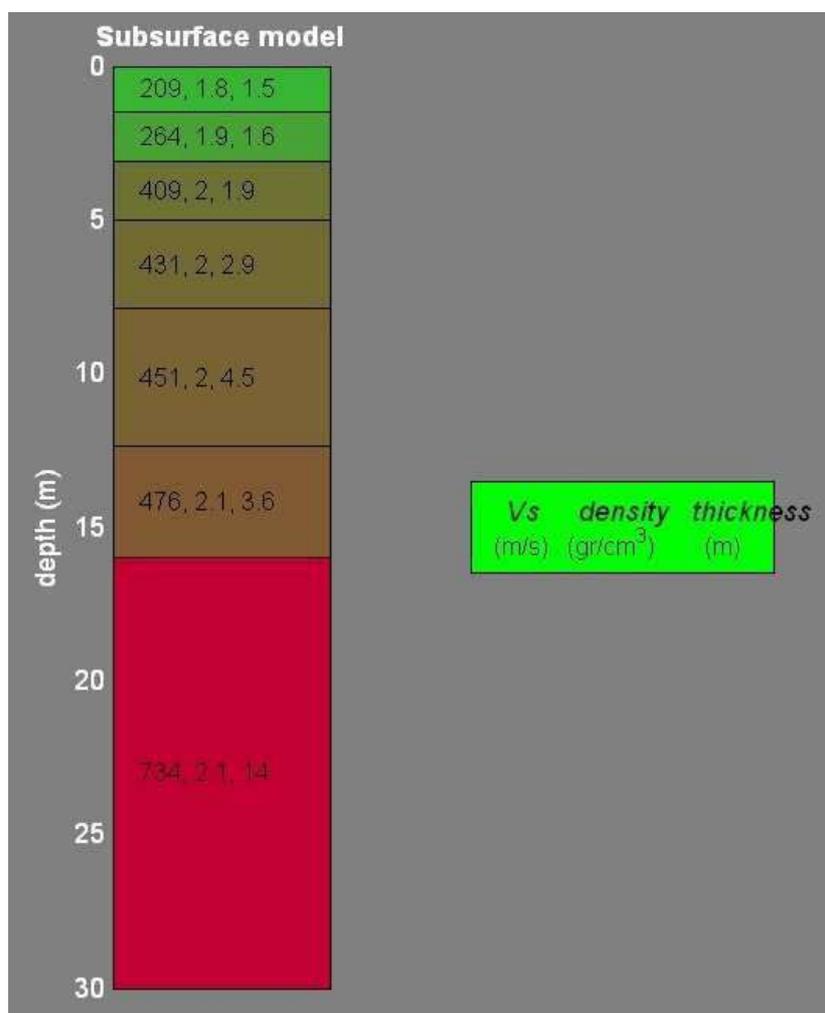
Prova penetrometrica statica CPT eseguita presso Oratorio Corpus Domini

Come illustrato nell'allegata sismostratigrafia desunta dallo stendimento MASW e nella tabella riassuntiva di seguito allegata, il valore della Vs del primo e secondo

sismo strato, di 3,1 m di spessore complessivi, resta inferiore ai 300 m/s: vi corrisponde il suolo e la coltre argillosa alterata e rimaneggiata indagata dalla prova statica.

I 4 sismostrati sottostanti presentano velocità V_s di valore più elevato e progressivamente crescente con la profondità, aumentando da 409 a 476 m/s: vi corrisponde il materasso ghiaioso ancorché in matrice limosa e/o sabbiosa, mentre il sismostrato più profondo raggiunge valori di $V_s > 700$ m/s

Il valore V_{s30} (in base al quale si definisce la categoria di sottosuolo ai fini delle azioni sismiche, in conformità alle NTC 2008) è pari a 490 m/s, a cui corrisponde un sottosuolo di "categoria B" di cui al c.3.2.2. delle NTC 2008.



Sismostratigrafia desunta dallo stendimento Masw eseguito presso Oratorio Corpus Domini

"Relazione geologica, idrogeologica e sismica generale"

Ampliamento Oratorio della Parrocchia del Corpus Domini a Piacenza - Velocità Vs e modelli elastici del sottosuolo indagato dalla linea sismica MASW

velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs

modulo di taglio a piccole deformazioni: G0 = $\rho \cdot (Vs)^2 \cdot \nu / (1 - \nu)^2$

coeff. di Poisson: $\nu = 1/2(1 - \nu)$

modulo di Young a piccole deformazioni: E0 = $2 \cdot G0 \cdot (1 + \nu)$

modulo elastico equivalente: Ee = E0 * [1 - (1/3) * (P/P0)^2] = 0,16 * E0 per P0 = $\sigma_{lim} = \nu(RR) = 1,8$

modulo elastico equivalente: Ee = E0 * [1 - (1/3) * (P/P0)^2] = 0,20 * E0 per P0 = $\sigma_{lim} = \nu(RR) = 2,2$

pressione geostatica verticale al centro dello strato considerato: σ_{vo}

Vs1 = Vs * (Pa/vo)^0,08 = velocità delle onde trasversali normalizzata alla pressione Pa = 100 kPa (per verifica liquefazione) (d. NICEF 2001)

N160 = (100/15,60)^0,08, N180 = (100/27,20)^0,08 con σ_{vo} in kPa, Cr = (100/100)^0,08, P0 = coeff. di attenuazione a liquefazione per lo SCL (d. NICEF 2001) (P0 = 0,1 = strato non liquefabile)

q0 = 200 * (15,4 * N160)^0,47 q1 = 1/2 q0, Cr, q0: d. BOLTON, q1 = 1/2 Cr q0, q1: d. TERROUJ, q1: d. q1

Vp = velocità delle onde longitudinali

Vp = velocità delle onde longitudinali

W = pressione laterale (coefficiente di pressione attiva)

q1 = coeff. funzione del tipo di terreno a base triangolare

q0 = q1 * Cr = stesso coefficiente a base triangolare

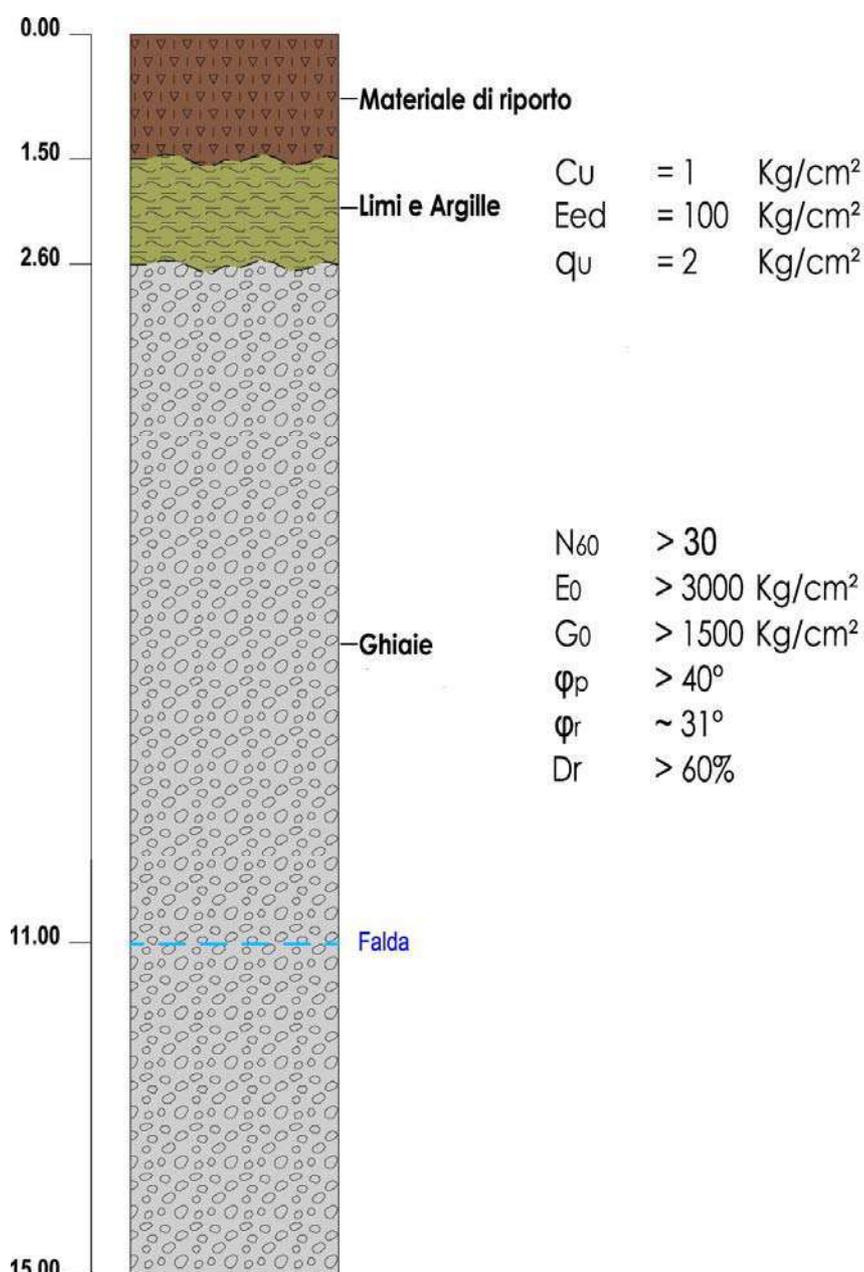
s = E0 (massima) = addebiolizante (coefficiente di deformazione)

Spessore strato	Prof. (cm)	Spessore (cm)	Vs (cm/s)	G0 (kg/cm ²)	ν	E0 (kg/cm ²)	Pa (kPa)	Ea (kPa)	Pa (kPa)	Vs1 (cm/s)	Vp (cm/s)	q0 (kg/cm ²)	q1 (kg/cm ²)	W	MIR	Cr	q0	q1								
0	0	100	170	170	0,33	340	100	100	100	170	240	100	100	0,33	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	100	150	200	200	0,33	400	150	150	150	200	280	150	150	0,33	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
1,5	150	200	230	230	0,33	460	200	200	200	230	320	200	200	0,33	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
2,0	200	250	260	260	0,33	520	250	250	250	260	360	250	250	0,33	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
2,5	250	300	290	290	0,33	580	300	300	300	290	400	300	300	0,33	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
3,0	300	350	320	320	0,33	640	350	350	350	320	440	350	350	0,33	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350
3,5	350	400	350	350	0,33	700	400	400	400	350	480	400	400	0,33	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
4,0	400	450	380	380	0,33	760	450	450	450	380	520	450	450	0,33	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450
4,5	450	500	410	410	0,33	820	500	500	500	410	560	500	500	0,33	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
5,0	500	550	440	440	0,33	880	550	550	550	440	600	550	550	0,33	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
5,5	550	600	470	470	0,33	940	600	600	600	470	640	600	600	0,33	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
6,0	600	650	500	500	0,33	1000	650	650	650	500	680	650	650	0,33	650	650	650	650	650	650	650	650	650	650	650	650
6,5	650	700	530	530	0,33	1060	700	700	700	530	720	700	700	0,33	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
7,0	700	750	560	560	0,33	1120	750	750	750	560	760	750	750	0,33	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750
7,5	750	800	590	590	0,33	1180	800	800	800	590	800	800	800	0,33	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800
8,0	800	850	620	620	0,33	1240	850	850	850	620	840	850	850	0,33	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850
8,5	850	900	650	650	0,33	1300	900	900	900	650	880	900	900	0,33	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
9,0	900	950	680	680	0,33	1360	950	950	950	680	920	950	950	0,33	950	950	950	950	950	950	950	950	950	950	950	950
9,5	950	1000	710	710	0,33	1420	1000	1000	1000	710	960	1000	1000	0,33	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
10,0	1000	1050	740	740	0,33	1480	1050	1050	1050	740	1000	1050	1050	0,33	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050

MODELLO GEOLOGICO/GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

In base alle indagini¹¹ appositamente eseguite per la redazione del presente rapporto tecnico, nonché alle informazioni¹² desunte dai progressi studi in aree contermini, è stato possibile stimare il modello geologico e geotecnico del sottosuolo (vedi colonnina stratigrafica di seguito riportata).

E' opportuno ribadire che le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche sotto riportate dovranno essere accuratamente verificate con l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo e prove geotecniche in foro.



¹¹ trincee a mezzo escavatore idraulico spinte entro i primi metri dal p.c.

¹² per caratterizzare gli strati più profondi che non si sono potuti raggiungere con le trincee

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Il territorio comunale di Piacenza, precedentemente non classificato, è stato ascrivito dall'Ordinanza P.C.M. n.3274 a zona sismica di tipo 4.

I valori delle azioni sismiche sono stati ulteriormente precisati dalle NTC di cui al D.M.14/01/08, entrate in vigore dal 01/07/09.

Nella tabella allegata si sono riportati i valori (desunti dal foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. in funzione delle coordinate geografiche del sito in esame), dei parametri a_g (accelerazione orizzontale massima), F_0 (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), per il sito in esame per tempi di ritorno T_r variabili da 30 a 2475 anni, cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr}\%$ variabile dall'81 al 2% in 50 anni.



Schermata foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. per individuazione pericolosità del sito

In particolare, per $T_r=475$ anni risulta $a_g=0,092g$; per tale valore va calcolato lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV nel caso di opere con vita utile o nominale $VN = 50$ anni e classe d'uso II ($CU = 1,0$), di cui alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008.

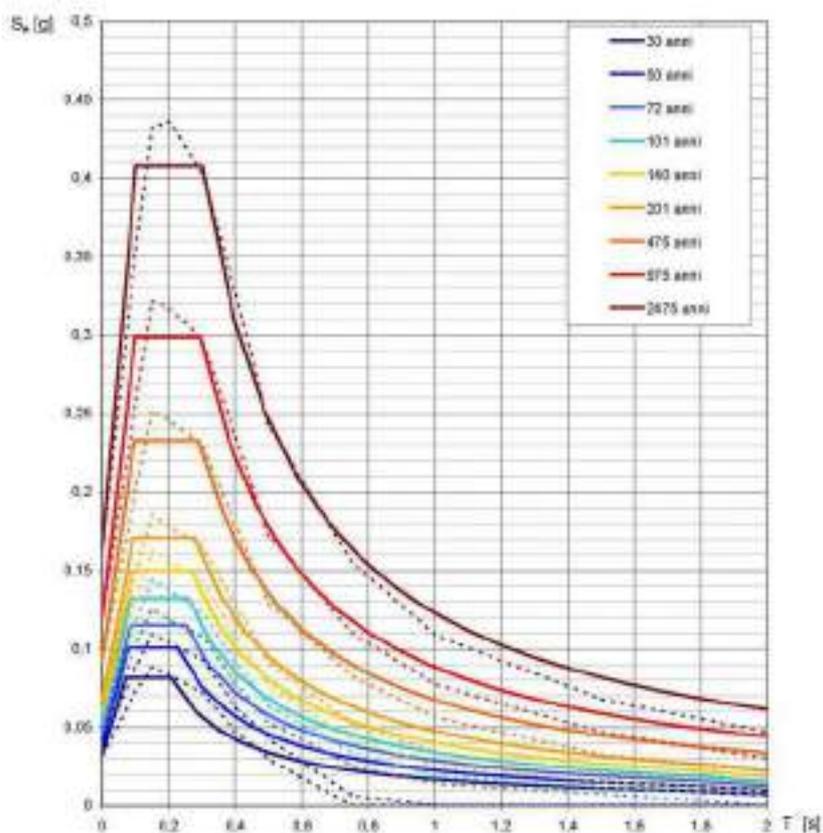
Valori dei parametri a_g , F_a , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_a [-]	T_C^* [s]
30	0,032	2,535	0,207
50	0,039	2,577	0,228
72	0,045	2,537	0,249
101	0,052	2,553	0,256
140	0,058	2,572	0,269
201	0,067	2,547	0,278
475	0,092	2,525	0,290
975	0,119	2,500	0,296
2475	0,163	2,467	0,301

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

I valori dei parametri sismici in riferimento al tempo di ritorno considerato

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa; con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

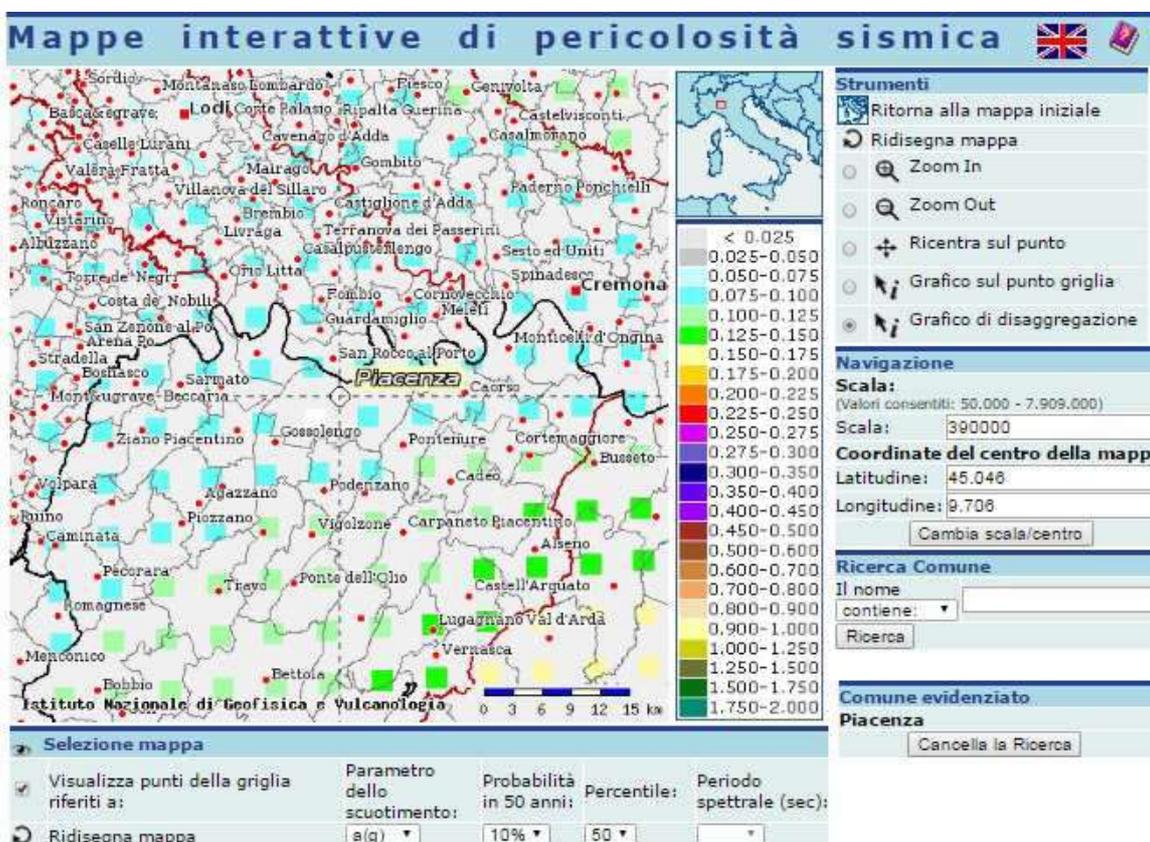
Spettri di risposta elastici per i vari tempi di ritorno considerati

Come riportato alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008, per la classe II la vita di riferimento VR vale:

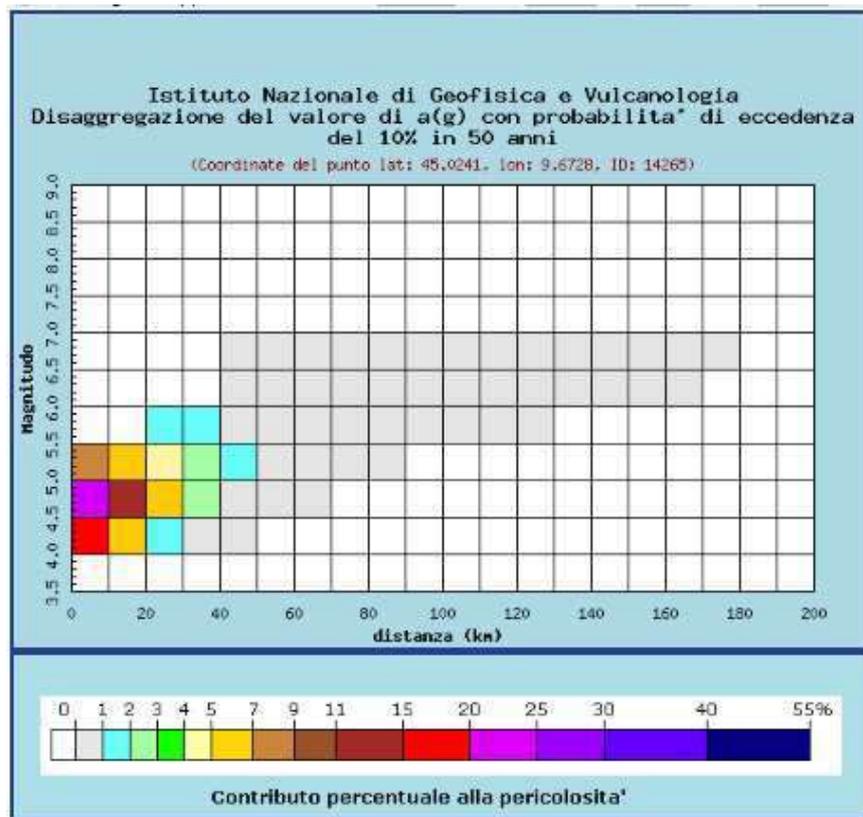
$$VR = VN \times CU = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Da ricordare che le azioni sismiche desunte dal foglio di calcolo del C.S.L.P. sono valide per sito di riferimento rigido orizzontale; diversamente esse vanno incrementate in funzione della categoria topografica dell'area e della categoria del sottosuolo sotteso dalle opere in progetto.

Dalla pagina del sito dell'INGV (Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano), sono stati inoltre desunti i parametri di disaggregazione del sito in esame ovvero i valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di superamento del 10% in 50 anni in base ai dati di pericolosità sismica nazionale.



Mappa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1



Dati di disaggregazione (variabilita' in termini di magnitudo e distanza)

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.0241, lon: 9.6728, ID: 14265)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	17.800	23.400	8.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	6.800	12.300	6.450	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	1.920	5.080	4.110	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.388	2.130	2.510	1.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.017	0.628	1.390	0.939	0.198	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.092	0.622	0.694	0.346	0.064	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.003	0.195	0.406	0.303	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.044	0.196	0.192	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.006	0.103	0.128	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.041	0.081	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.050	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.030	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.820	15,400	0.781

Valori di magnitudo-distanza con relativa probabilita' di accadimento del 10% in 50 anni

Amplificazione topografica

Ciò premesso l'intervento sarà eseguito su di un'area pianeggiante e stabile: in conformità alla Tab.3.2.IV delle NTC 2008 il sito va ascritto alla categoria topografica T1 cui corrisponde, ai sensi della Tab.3.2.VI delle NTC medesime, un coefficiente di amplificazione topografica:

$$St = 1,0$$

Categoria di sottosuolo e coeff. di amplificazione stratigrafica

In base alle conoscenze desunte dalla bibliografia e alle indagini pregresse in aree circostanti precedentemente illustrate, sull'area in esame il sottosuolo, per diverse decine di metri di profondità, è costituito da terreni prevalentemente ghiaio-sabbiosi ben addensati; la prova Masw considerata per il presente studio ha rilevato che la velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali o di taglio nei primi 30 m di profondità su tali tipi di terreno, calcolata con l'eq.3.2.1. delle NTC 2008, vale $Vs_{30} = 490$ m/s.

In tale situazione, il sottosuolo va ascritto alla categoria B definita al c.3.2.2. delle NTC 2008 sicché in base alla Tab.3.2.V delle NTC 2008 si assume:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s :

$$1,00 \leq (1,4 - 0,40 \times F_o \times a_g/g) \leq 1,20$$

- coefficiente C_c :

$$1,10 \times (T_c^*)^{-0,2}$$

e nella tabella allegata sono riportati i relativi valori in funzione di T_r ; in particolare, per $T_r = 475$ anni risulta $S_s = 1,20$.

Di conseguenza, in conformità al comma 3.2.3.2. delle NTC 2008, il coeff. di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale quindi per $T_r = 475$ anni:

$$S = S_s \times St = 1,2 \times 1,0 = 1,2$$

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito

L'accelerazione orizzontale massima al suolo sulla verticale del sito in esame per lo stato limite SLV e $P_{vr} = 10\%$ è pari a:

$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times S_s = 0,092 \times 1,2 = 0,110 \text{ g}$$

EX CONSORZIO AGRARIO - PIACENZA

categoria di sottosuolo tipo:

B

coordinate del sito: Lat. 45.044441°

Long. 9.712222°

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_e elaborati con "Spettri NTC ver. 1.0.3" per vita di riferimento VR = 50 anni

tempo di ritorno Tr anni	probabilità di eccedenza in 50 anni %	parametri del sito per sottosuolo di tipo A a_g g	F_0	T_e sec	amplificazione stratigrafica S_0	C_0	amplificazione topografica S_T	$S = S_0 \times S_T$	accelerazione al suolo $a_{max} = a_g \times S$ g
30 = SLC	51	0,032	2,395	0,207	1,200	1,507	1,000	1,200	0,038
50 = SLD	63	0,036	2,377	0,228	1,200	1,481	1,000	1,200	0,047
72	50	0,045	2,337	0,249	1,200	1,453	1,000	1,200	0,054
101	39	0,052	2,303	0,269	1,200	1,445	1,000	1,200	0,062
140	30	0,058	2,272	0,289	1,200	1,430	1,000	1,200	0,070
201	22	0,067	2,247	0,278	1,200	1,421	1,000	1,200	0,080
475 = SLV	10	0,082	2,325	0,290	1,200	1,409	1,000	1,200	0,110
975 = SLC	5	0,119	2,300	0,298	1,200	1,403	1,000	1,200	0,143
2475	2	0,183	2,467	0,301	1,200	1,389	1,000	1,200	0,198

Tabella da cui si desumono le accelerazioni al suolo in base ai relativi tempi di ritorno

Rischio liquefazione

Depositi incoerenti

Preso atto¹³ che il sottosuolo è privo di circolazione idrica fino ad almeno 12 metri di profondità, i più superficiali orizzonti ghiaio-sabbiosi o limo-sabbiosi non possono essere soggetti a deformazioni per liquefazione indotta dal sisma di progetto.

Ciò premesso, il rischio di liquefazione del sottosuolo oltre i 12 m dal p.c può essere escluso in quanto i depositi sono caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio V_{s1} (desunti dalle V_s ricavate dalla prova Masw e normalizzati alla pressione atmosferica: cfr. tabella allegata), non inferiori a 250 m/s; come è noto, in base a quanto riportato in "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops" (2001), il fenomeno di liquefazione può verificarsi solo se V_{s1} è inferiore ad un valore di soglia di 215 m/s.

L'aumento della pressione neutra nel corso del sisma atteso sarebbe pressochè trascurabile e conseguentemente l'angolo d'attrito dei depositi incoerenti ghiaio-sabbiosi non sarebbe apprezzabilmente ridotto rispetto a quello caratteristico in assenza di sisma; è quindi ragionevole assumere:

$$\phi'_{sis} = \phi'_r - Df' = \phi'_r$$

Fattori di pericolosità geologica

L'area interessata dal progetto in esame giace in area pianeggiante e stabile, non soggetta a rischio di esondazione né, tanto meno, per sommersione per risalita dell'acqua di falda che giace a oltre 12 m circa di profondità.

L'accelerazione sismica orizzontale massima, sulla verticale del sito, tenendo conto dei coefficienti di amplificazione imposti dalle NTC medesime in merito alle condizioni stratigrafiche (categoria B) e topografiche (categoria T1) dell'area, per il summenzionato $Tr=475$ anni raggiunge il valore:

$$a_{max} = a_g \times S = 0,092 \text{ g} \times 1,2 = 0,110 \text{ g}$$

¹³ anche sulla base dei dati bibliografici in possesso al ns studio

CONCLUSIONI

In primo luogo si sottolinea che le indagini preliminari eseguite consentono, allo stato, di caratterizzare l'area unicamente sotto l'aspetto geologico e stratigrafico generale oltre che sotto il profilo ambientale.

Le caratteristiche idrogeologiche e litostratigrafiche possono essere così riassunte:

Geologia

- ambiente deposizionale della pianura pedemontana distale ad alimentazione appenninica esterna alla fascia di meandreggiamento del F.Po appartenente alla fase Olocenica post-glaciale;
- l'area è posta ad una quota media di circa 54,5 m s.l.m.
- successione litostratigrafica locale rappresentata da un orizzonte superficiale limo-argilloso di spessore discontinuo tra 1 e 2 metri celato da una coltre di materiale di riporto di eterogenea consistenza e natura di spessore max 1,7m; segue al di sotto un substrato ghiaioso di parecchie decine di metri di spessore ove le litologie grossolane costituiscono estesi corpi tabulari, interdigitati da cunei di materiale fine (limi o argille);

Idrogeologia

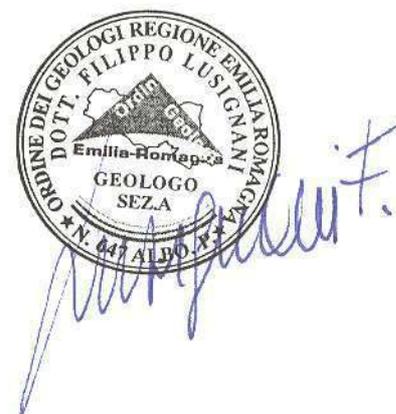
- livello piezometrico della falda a pelo libero, in base ai dati a disposizione relativi ad un periodo di osservazione dal 1977 al 2007, variabile da un minimo di m 41 s.l.m. (luglio 1986) ad un massimo di m 46 s.l.m. (primavera 1978): vi corrispondono rispettivamente soggiacenze pari a m 13,5 e m 8,5 dal p.c.

Sismicità

- classificazione sismica:

categoria di sottosuolo: tipo B

accelerazione orizzontale massima attesa al suolo: $a_{max} = 0,110g$



COMUNE DI PIACENZA

PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI" CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROPONENTE



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL

VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

INDAGINI GEOGNOSTICHE e PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA e SISMICA DEL SOTTOSUOLO

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI

VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e.mail: glusig@tin.it

FIRME



NOTE

I progettisti si riservano, a termini di legge, la proprietà del presente documento. La riproduzione anche parziale è vietata

CONSEGNA

FEBBRAIO 2017

COMUNE DI PIACENZA

Provincia di Piacenza

**ACCORDO DI PROGRAMMA
"MOLINO DEGLI ORTI"
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**

*Indagini geognostiche e parametrizzazione
geotecnica e sismica del sottosuolo*

Committente:

Consorzio Agrario Terrepadane srl

Via Colombo 35

29122 Piacenza

Iusignani

dott. filippo

servizi di geologia
cave ed ambiente

Febbraio 2017

INDICE

PREMESSA	pag. 3
INDAGINI GEOGNOSTICHE	pag. 4
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO	pag. 12
CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO	pag. 21
CONCLUSIONI.	pag. 27

ALLEGATI:

- Documentazione fotografica inerente i sondaggi a carotaggio continuo
- Elaborazione linea sismica MASW

PREMESSA

In data 12 gennaio lo scrivente ha ricevuto l'ulteriore incarico, dal Consorzio Agrario Terrepadane scrl, per una preliminare caratterizzazione geotecnica e geomeccanica del sottosuolo.

A tal fine sono stati realizzati n.3 sondaggi a rotazione con carotaggio continuo del materiale estratto spinti ciascuno alla profondità massima di m 15 sotto il p.c.; preliminarmente all'esecuzione di detti carotaggi, nei punti di indagine, sono state eseguite n. 3 trincee a mezzo escavatore idraulico atte ad escludere il rischio di rinvenimenti di ordigni bellici durante le attività di perforazione.

In questa fase, come richiesto dalla committenza, le aree prescelte per le indagini sono state localizzate in riferimento agli edifici esistenti che saranno oggetto di interventi di ristrutturazione e cioè:

- Sondaggio 1 - Uffici, magazzino macchine agricole e ricambi (denominati progettualmente immobili M, N e O)
- Sondaggio 2 - Tettoia deposito concimi (denominato progettualmente immobile P)
- Sondaggio 3 - Silos cereali (denominato progettualmente immobile S)

A completamento delle indagini è stata eseguita n°1 prova sismica MASW atta alla determinazione dei principali parametri sismici del terreno, della categoria di suolo di fondazione e dell'accelerazione sismica massima attesa al sito.

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Come segnalato in Premessa, la seconda fase dell'incarico, ha previsto l'esecuzione di indagini geognostiche specifiche atte a verificare le caratteristiche litostratigrafiche, geotecniche e il comportamento geomeccanico del sottosuolo.

A tal fine sono stati realizzati n.3 sondaggi a rotazione con carotaggio continuo del materiale estratto spinti ciascuno alla profondità massima di m 15 sotto il p.c.; nel corso dei sondaggi sono state eseguite prove di penetrazione dinamica in foro (S.P.T.) in numero di 3 per ogni verticale; entro ciascun foro di sonda è stato installato un piezometro in PVC del diametro $\phi = 3$ allo scopo di monitorare il livello della prima falda e la presenza di eventuali inquinanti.

L'indagine sismica di tipo MASW è stata eseguita nel piazzale antistante il "Silos cereali" in corrispondenza del punto di perforazione S3.

Sondaggi a carotaggio

L'ubicazione delle prove eseguite è di seguito indicata:

- S1 in fregio a Via Colombo dove sono previsti interventi di ristrutturazione di immobili che saranno destinati alla nuova sede dei Vigili Urbani e della Protezione Civile;
- S2 nei pressi della tettoia deposito concimi che sarà ristrutturata con una prevista destinazione commerciale;
- S3 nei pressi del silos cereali oggetto di ristrutturazione con destinazione commerciale e terziario/commerciale.

Come precedentemente segnalato, tutti e tre i carotaggi sono stati preceduti dall'esecuzione (sulla medesima verticale), da una trincea esplorativa e geognostica principalmente volta alla verifica del "rischio bellico".

Sulle pareti scavate entro il materiale limo-argilloso naturale rinvenuto al di sotto del riporto superficiale, sono state condotte determinazioni speditive della coesione non drenata a mezzo di scissometro da tasca tipo PILCON e della resistenza a E.L.L. a mezzo di Pocket Penetrometer.

Il carotaggio è stato quindi approfondito per 15 metri al di sotto del p.c. ed entro il foro di sondaggio si sono eseguite prove di penetrazione dinamica S.P.T. (tre prove per ogni foro entro il materasso alluvionale ghiaio-sabbioso).

Ciascun sondaggio è stato completato con la posa di un piezometro del diametro di 3" dotato di tappo e pozzetto carrabile in superficie.

In generale i sondaggi hanno evidenziato come il terreno naturale limo-argilloso di mediocre consistenza è celato da coltre di riporto di eterogenea natura; il sottosuolo costituito dai depositi alluvionali ghiaio-sabbiosi, in accordo con le prove e indagini pregresse in zone od aree circostanti, è posto tra 1,5 e 2,6 metri di profondità: il banco

ospita un acquifero freatico la cui superficie piezometrica è stata rilevata tra circa 11 e 12 metri di profondità.



La trincea eseguita sulla verticale del sondaggio n°3 atta a verificare l'esistenza di ordigni bellici nei primi metri del sottosuolo



Esecuzione delle indagini geotecniche speditive condotte sulle pareti delle trincee

SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO n.1

Data esecuzione 13/02/2017

Coordinate UTM: 556099 E; 4988332 N

Ubicazione

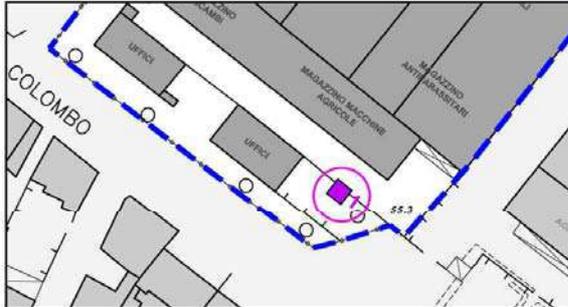
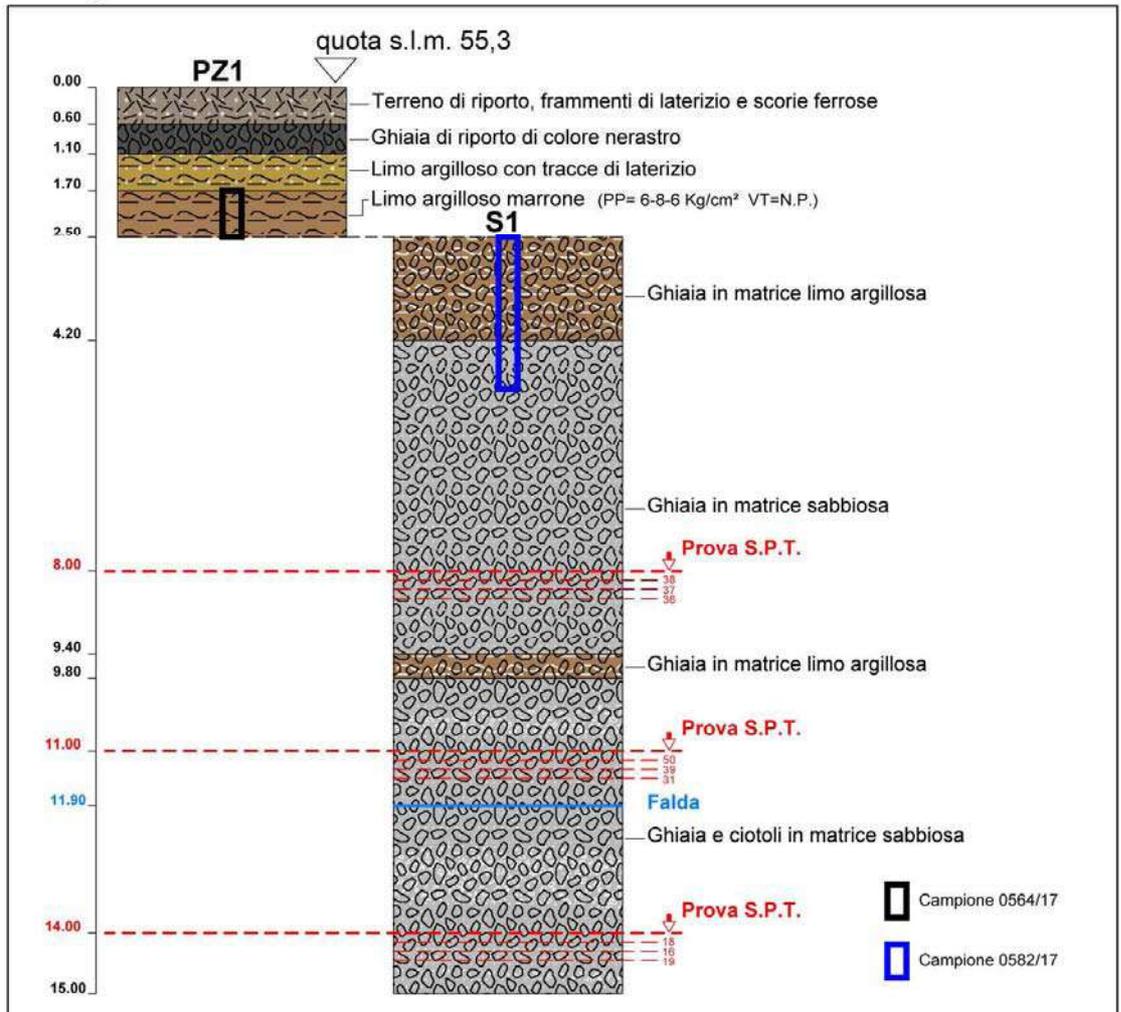


Foto:



Stratigrafia:



SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO n.2

Data esecuzione 13/02/2017

Coordinate UTM: 556219 E; 4988440 N

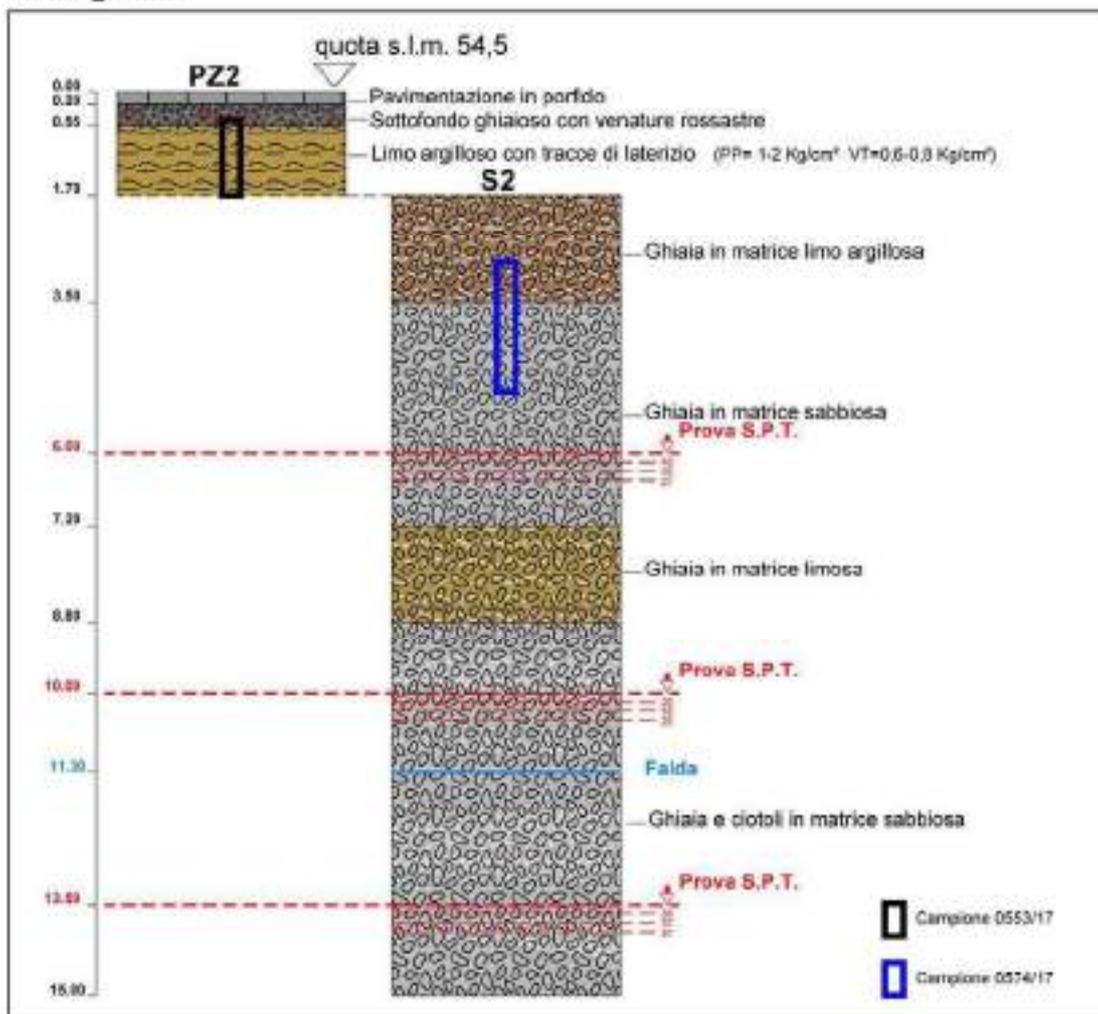
Ubicazione



Foto:



Stratigrafia:



SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO n.3

Data esecuzione 13/02/2017

Coordinate UTM: 556419 E; 4988389 N

Ubicazione

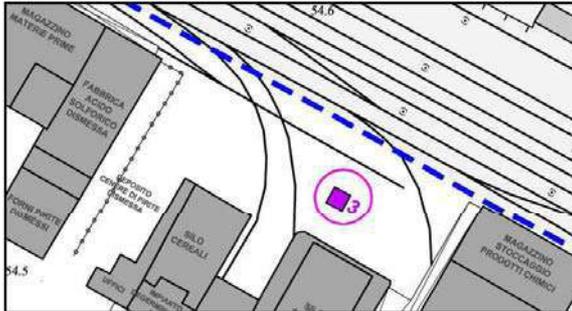
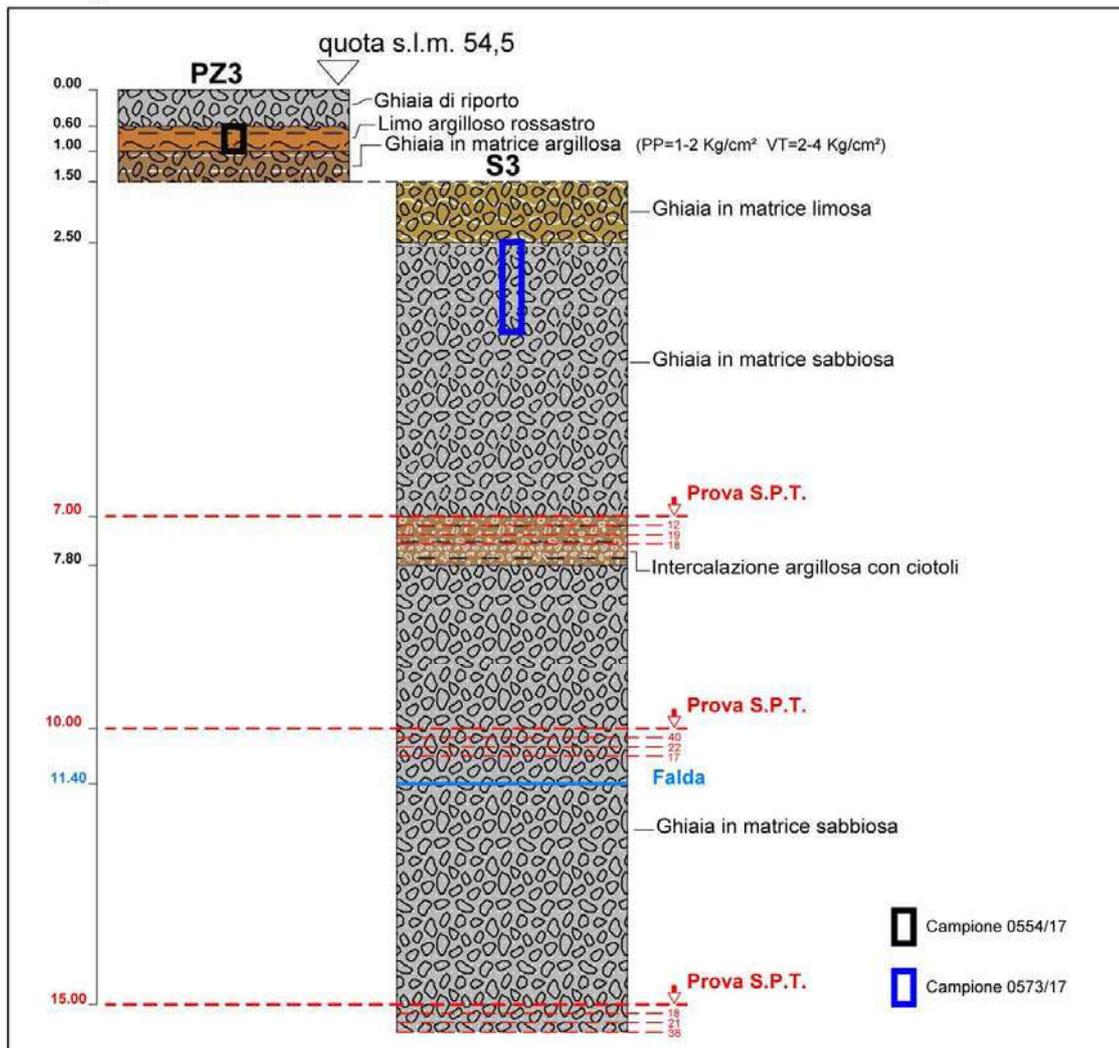


Foto:



Stratigrafia:



Piezometri di monitoraggio

Entro il foro di ciascun sondaggio è stato installato un piezometro in PVC microfessurato del diametro di 3" (cieco nei primi 6 metri); lo spazio anulare tra le pareti del foro di sonda e il tubo è stato colmato con apposito drenaggio costituito da ghiaietto siliceo calibrato, mentre i primi metri superficiali sono stati intasati e cementati con l'ausilio di bentonite.

La sommità di ciascun piezometro, dotato di tappo a chiusura ermetica, è protetta e racchiusa in apposito pozzetto carrabile, al fine di consentire le misure freatiche e i prelievi dell'acqua di falda.

Al termine delle perforazioni, il livello statico della falda raggiunto in ciascun sondaggio risultava:

S1= m 11,90

S2= m11,30

S3= m11,40.

Ciascun piezometro è stato infine spurgato con l'utilizzo di una pompa sommersa fino al raggiungimento di acqua pulita.



Il piezometro realizzato nel foro di sondaggio n°3

Linea sismica MASW

Al fine di valutare la successione stratigrafica del terreno di fondazione oltre la profondità raggiunta dai sondaggi e per definire (in conformità alle NTC 2008) la velocità delle onde trasversali o di taglio entro i primi 30 m di profondità, si è eseguito uno stendimento sismico multicanale con procedura MASW, esteso parallelamente alla linea ferroviaria MI-BO pressoché centrato sul sondaggio S3.



Fasi dell'esecuzione delle provamasw

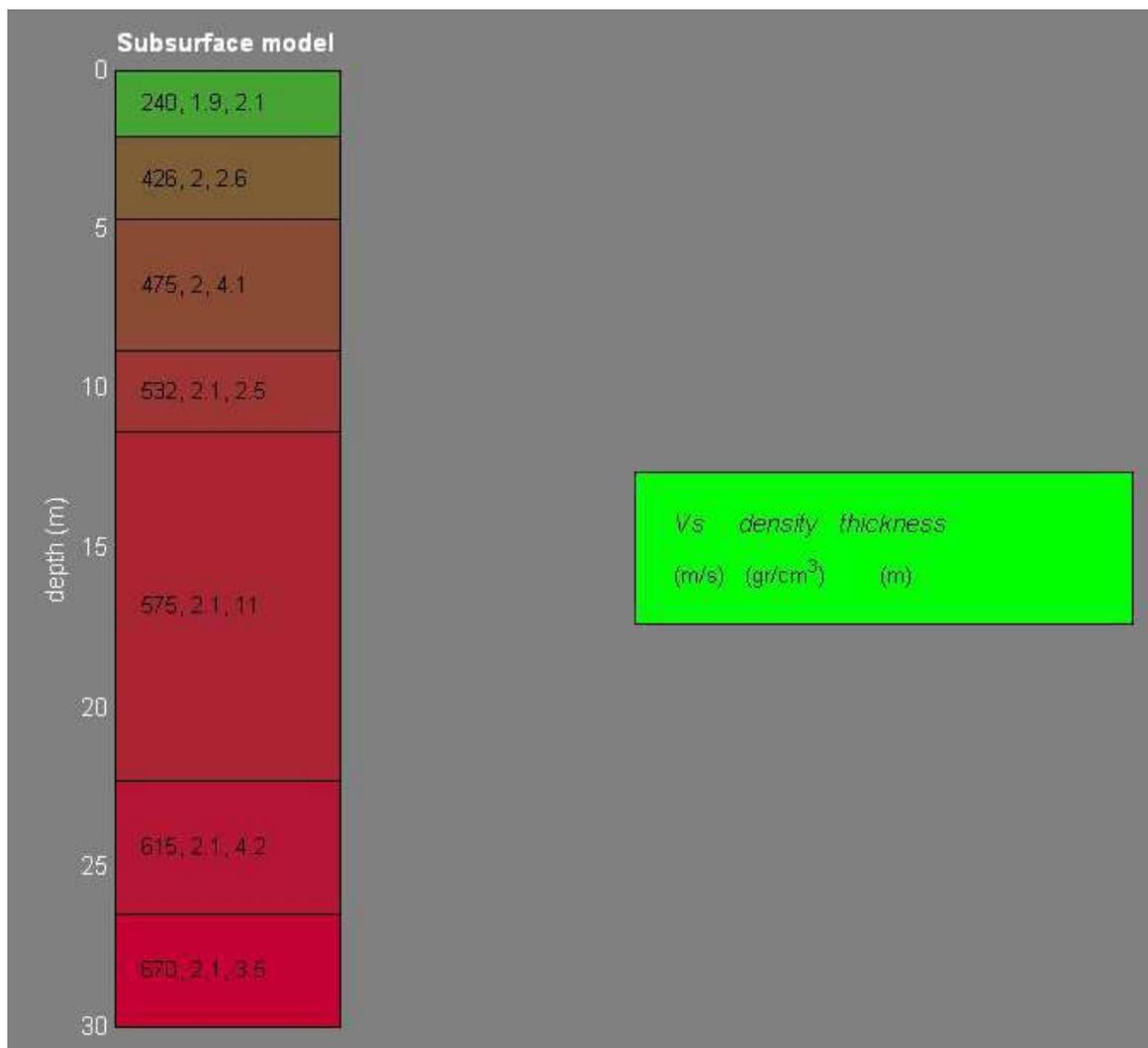
Lo stendimento con procedura MASW consente di definire la successione sismostratigrafica del sottosuolo fino ad una trentina di metri di profondità individuando, nel caso in esame, 7 successivi sismostrati.

Per ciascuno strato individuato è stato ricavato il valore stimato dello spessore, della velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio V_s oltre che della densità e del modulo di taglio a piccole deformazioni del materiale.

Come illustrato nella tabella allegata alla presente, il valore V_s del primo sismostrato, resta di poco inferiore ai 250 m/s e ben corrisponde al riporto e allo strato superficiale limo-argilloso attraversato dalle trincee esplorative.

Più al di sotto il sottosuolo migliora con la profondità le proprie caratteristiche meccaniche presentando valori crescenti delle V_s da 426 a oltre 600 m/s raggiungendo $V_s = 670$ nel sismostrato basale: tali orizzonti ben corrispondono ai depositi alluvionali ghiaiosi rinvenuti nel corso dei sondaggi geognostici e sono in buona concordanza con la stratigrafia delle numerose prove e indagini pregresse in zone circostanti.

Il valore V_{s30} , calcolato con l'eq.3.2.1. delle NTC 2008, è pari a 506 m/s, che corrisponde a "suolo di fondazione di tipo B".



La sismostratigrafia desunta dalla prova Masw

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Parametri geotecnici desunti da prove VT e PP nelle trincee

Come precedentemente segnalato, sui fianchi e sul fondo delle trincee esplorative, si sono condotte determinazioni speditive della coesione non drenata c_u a mezzo di scissometro da tasca tipo PILCON, che raramente è risultata superiore a 1,2 kg/cmq.

Le determinazioni condotte con Pocket Penetrometer hanno fornito invece valori di resistenza a E.L.L. " q_u " comprese tra 1 e 3 kg/cmq: di norma in terreni coesivi risulta $q_u \approx 2 \times c_u$; da tali misure si può stimare che la coesione non drenata c_u di tali materiali resta mediamente non superiore a 1 kg/cmq.

Cautelativamente la sua resistenza al taglio sul lungo termine può essere assimilata a quella di un mezzo incoerente con angolo di attrito drenato compreso tra 20° e 24°.

Alla profondità di 2 m, ovvero sotto un carico geostatico $\sigma'_{vo} \approx 4$ t/mq, con la correlazione empirica di LADD, il grado di sovra consolidazione OCR del materiale vale:

$$OCR = c_u / (\sigma'_{vo} \times 0,23)^{1,25} = 5,55$$

ed è quindi medio-basso.

Il modulo edometrico di tale materiale limo-argilloso può essere stimato con la nota relazione empirica di SKEMPTON:

$$E_{ed} = 100 \times c_u = 100 \times 1,0 = 100 \text{ kg/cmq}$$

ed è quindi assai modesto.

Parametri geotecnici desunti da prove S.P.T. in foro

Le prove S.P.T. eseguite in foro di sondaggio consistono nell'infingere per 3 tratti consecutivi, ciascuno di 15 cm (Raccomandazioni A.G.I.), una punta penetrometrica per percussione di una massa battente di 63,5 kg in caduta libera di 76 cm, e registrando il numero di colpi N necessario a conseguire ogni successiva infissione sospendendo la prova nel caso in cui.

Trascurando di norma il primo valore N/15 (che può esser stato influenzato dal rimaneggiamento del materiale al fondo del foro di sondaggio) e quelli (frequentissimi negli orizzonti ghiaiosi), in cui il numero di colpi N supera il valore di 50 (incrementato dalla presenza di ciottoli), sommando i valori N/15 richiesti per due successive infissioni si ricava il valore N/30 cm: quest'ultimo, a fronte delle caratteristiche dell'attrezzatura impiegata (tipo MEARDI-AGI con sganciamento automatico), è assimilabile al valore N60 cui corrisponde un rendimento dell'attrezzatura pari al 60%.

Ogni valore N60 deve essere normalizzato in funzione del carico geostatico σ'_{vo} agente alla profondità di prova, con le relazioni (cfr. SEED & IDRIS):

$$N' = N60 \times Cn = N60 \times (\sigma'_{vo})^{-0,5} \text{ per } \sigma'_{vo} < 20 \text{ t/mq}$$

$$N' = N60 \times Cn = N60 \times 2,2/(1,2+\sigma'_{vo}) \text{ per } \sigma'_{vo} \geq 20 \text{ t/mq}$$

ove σ'_{vo} è stato calcolato assegnando un peso di volume naturale $\gamma'=1,0$ t/mc al terreno al di sotto della falda che satura le alluvioni ghiaiose.

I valori N60 ed N' sono empiricamente correlabili ad alcune delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo indagato.

Il peso di volume secco γ_d dei singoli strati è stato approssimativamente dedotto dai valori N60 con le correlazioni suggerite da TERZAGHI e da GIROUD; il corrispondente peso di volume immerso γ' e saturo γ_{sat} è stato valutato con le relazioni:

$$\gamma' = 0,63 \times \gamma_d \text{ (cfr. GIROUD 1972)}$$

$$\gamma_{sat} = \gamma' + 1$$

Per gli orizzonti ghiaio-sabbiosi, assimilabili a mezzi incoerenti, si è assunto:

$$\text{- densità relativa: } Dr = (N60 \times K / 60)^{0,5} \text{ (da SKEMPTON)}$$

ove $K = 3/(2+\sigma'v/100)$ per ghiaie e sabbie grosse

$$K = 2/(1+\sigma'v/100) \text{ per sabbie limose e limi sabbiosi}$$

essendo: $\sigma'v = z \times \gamma =$ carico geostatico effettivo espresso in KPa

$$\text{-angolo d'attrito drenato di picco: } \phi_p = (15,4 \times N')^{0,5} + 20^\circ \text{ (da MAYNE, FHWA);}$$

$$\text{-angolo d'attrito residuo: } \phi_r = \phi_p - m \times [Dr \times (10 - \ln(p'f)) - 1] \text{ (da BOLTON)}$$

ove: $m = 3$ per casi assialsimmetrici, 5 per casi di deformazione piana

$p'f =$ pressione media a rottura, espressa in KPa

Il valore N'CS, equivalente a quello di sabbie pulite ed utile per valutare il coeff. di sicurezza alla liquefazione in presenza di sollecitazioni sismiche, è stato valutato con la correlazione (riportata da SEED):

$$N'CS = a + b \times N'$$

essendo per $F \leq 5\%$: $a = 0$; $b = 1,0$

per $F \geq 35\%$: $a = 5$; $b = 1,2$

per $35 > F > 5\%$: $a = \exp(1,76 - 190/F^2)$; $b = 0,99 + F^{1,5}/10000$

ove $F\% =$ tenore stimato del fine passante al setaccio da 0,075 mm.

Il modulo di taglio a piccole deformazioni è stato stimato con la correlazione empirica (FHWA 2002):

$$Go = 155,6 \times (N')^{0,68} \text{ in kg/cmq}$$

Noto Go si è ricavato:

- il modulo elastico a piccole deformazioni: $Eo = 2,4 \times Go$ (cfr. FHWA 2002);

- la velocità di propagazione delle onde trasversali: $Vs = [Go/(\gamma \times g)]^{0,5}$.

Come meglio evidenziato nelle stratigrafie e nella tabella riassuntiva allegata, le prove S.P.T., eseguite entro i depositi ghiaio-sabbiosi (che costituiscono pressoché uniformemente il sottosuolo della zona indagata), presentano valori elevati del valore di riferimento N60.

Vi corrispondono valori dell'angolo di attrito residuo (a cui di norma ci si riferisce nel calcolo delle opere di fondazione), generalmente compresi tra 32° e 33° .

Area Ex Consorzio Agrario Piacenza: PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE S.P.T.

Sondaggio	profondità prova	profondità H ₂ O	litologia prevalente	tenore di fimo		comportamento meccanico	carico geostatico			prova S.P.T.			valore di correzione f(gvo)	valore normalizzato N=N60 x Cn	valore per sabbie pulite NCS	Densità relativa		angolo d'attrito		coesione cu	modulo		modulo E ₀	modulo E _{Ed}	velocità Vs	OCR
				F	%		ov*	kg/cmq	colpi	colpi	colpi	Dr				%	φ _p	φ _r	kg/cmq		kg/cmq					
S1*	8,00	>11	ghiaie	<5		incoerente	1,60	38	37	36	73	0,79	68	68	100	50	36	0,0	2453	5887	366					
S1*	11,00	>11	ghiaie	<5		incoerente	1,98	50*	39	31	70	0,71	50	50	94	48	36	0,0	2217	5321	348					
S1*	14,00	>11	ghiaie	<5		incoerente	2,31	18	16	19	35	0,63	22	22	64	38	32	0,0	1270	3048	250					
S2*	6,00	>11	ghiaie	<5		incoerente	1,08	40	50*	27	64	0,96	62	62	94	48	34	0,0	2284	5481	363					
S2*	10,00	>11	ghiaie	<5		incoerente	2,00	20	18	20	38	0,69	26	26	69	40	32	0,0	1431	3434	279					
S2*	13,50	>11	ghiaie	<5		incoerente	2,25	30	37	47	84	0,64	54	54	99	49	36	0,0	2330	5591	338					
S3*	7,00	>11	ghiaie	<5		incoerente	1,26	12	19	18	37	0,89	33	33	75	43	33	0,0	1676	4022	302					
S3*	10,50	>11	ghiaie	<5		incoerente	1,89	40	22	>17	39	0,73	28	28	71	41	33	0,0	1513	3632	287					
S3*	15,00	>11	ghiaie	<5		incoerente	2,41	18	21	>38	59	0,61	36	36	82	44	34	0,0	1777	4266	295					

Nota: S1* = prova eseguita con punta chiusa
N* = numero di colpi non correlabile alle caratteristiche geotecniche del materiale (p.e. incrementato dalla presenza di ciottoli)

Parametri geotecnici desunti dalla prova MASW

Come sopra segnalato, oltre ai valori di velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio lo stendimento sismico ha consentito altresì di stimare la densità, il modulo elastico e di taglio iniziali (ovvero a piccole deformazioni) ed il coeff. di Poisson di ciascuno dei sismostrati individuati nel sottosuolo.

I valori del modulo elastico iniziale E_0 possono essere utili a stimare il modulo elastico equivalente E_s : infatti tali parametri sono tra loro correlabili per mezzo del coefficiente di degradazione del modulo elastico, che vale (come illustrato al paragr.5.5.6. ed alla Fig.68 del summenzionato rapporto FHWA):

$$E/E_0 = 1 - (q/q_{lim})^{0,3} = 1 - (1/F_s)^{0,3}$$

ove E = modulo di Young

E_0 = modulo elastico iniziale

q = carico unitario applicato sul piano di sedime della fondazione

q_{lim} = carico limite a rottura del terreno di fondazione

$F_s = q_{lim}/q$ = coeff. di sicurezza a rottura

Il concetto di coeff. di sicurezza a rottura F_s è in qualche misura superato dalle nuove NTC ispirate all'Eurocodice, in quanto esso è applicato anche ai parametri geotecnici; con tale avvertenza, si può assumere $F_s=R_2=1,8$ per la combinazione A2+M2+R2, ed $F_s=R_3=2,3$ per la combinazione A1+M1+R3 delle NTC 2008; vi corrispondono rispettivamente i seguenti valori del modulo elastico equivalente:

- per $F_s=R_2=1,8$: $E_s = (E/E_0) \times E_0 \approx 0,16 \times E_0$

- per $F_s=R_3=2,3$: $E_s = (E/E_0) \times E_0 \approx 0,20 \times E_0$

Come illustrato nella tabella allegata, con tali correlazioni si sono calcolati i valori del modulo E_s per ciascuno dei sismostrati individuati dallo stendimento MASW sulla base dei corrispondenti valori di E_0 ; trascurando il sismostrato più superficiale costituito dalla coltre di riporto e dal suolo rimaneggiato, il valore di E_s nell'immediato sottosuolo alluvionale prevalentemente ghiaioso (secondo sismostrato), è pari a 160 MPa per R2 ed a 201 MPa per R3; più in profondità oltre il secondo sismostrato (ovvero oltre 4,7 m di profondità dal p.c.), ove più direttamente i depositi ghiaiosi saranno sollecitati dalle opere di fondazione, esso è sempre > 200 MPa per R2 e > 300 Mpa per R3 fino a raggiungere valori prossimi a 400 Mpa nel sismostrato basale.

Analogamente ad E_0 , anche il modulo di taglio G_0 aumenta con la profondità passando da 108 Mpa nel sismostrato superficiale corrispondente al riporto e al suolo originario, a 369 Mpa nel secondo sismostrato ghiaioso ed aumentando fino a 946 Mpa in quello basale; in terreni sciolti, il modulo medesimo espresso in MPa può essere stimato anche in funzione del valore N_{60} che si ricaverebbe da prove S.P.T. in foro di sondaggio con la correlazione empirica:

$$G_0 = 15,56 \times (N_{60})^{0,68}$$

e con tale correlazione per il terreno di fondazione ghiaioso risulta $N_{60} > 100$: tali valori sono in sostanziale accordo con quelli rilevati nel corso dei sondaggi dove talora hanno conseguito il rifiuto all'infissione ($N_{c15cm} \geq 50$).

Noto N_{60} , si possono stimare la densità relativa e l'angolo d'attrito di picco del sottosuolo ghiaioso, assimilabile ad un mezzo incoerente, con le note correlazioni:

- $D_r = (N_{160}/60)^{0,5}$

ove $N_{160} = N_{60} \times 3 / (2 + \sigma'_{vo})$ = valore normalizzato alla pressione atmosferica, essendo σ'_{vo} la pressione geostatica effettiva alla profondità considerata espressa in KPa ;

- $\phi'_p = 20^\circ + (15,4 \times N_{160})^{0,5}$

e da tali parametri con il criterio di BOLTON si può altresì calcolare il valor dell'angolo d'attrito drenato a volume costante $\phi'_r = f(D_r, \sigma'_{vo}, \phi'_p)$.

Come illustrato nella tabella allegata, per i sismostrati indagati risulta $\phi'_r \geq 33^\circ$, in sostanziale accordo con quanto desunto dalle prove S.P.T.

Piacenza, Area Ex Consorzio - Velocità Vs e moduli elastici del sottosuolo indagato dalla linea sismica MASW

velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs
 modulo di taglio a piccole deformazioni: $G_0 = \rho \times (Vs)^2 = \gamma/g \times (Vs)^2$
 coeff. di Poisson: $\nu = f(Vs)$
 modulo di Young a piccole deformazioni: $E_0 = 2 \times G_0 \times (1+\nu)$
 modulo elastico equivalente: $E_s = E_0 \times [1 - (1/f_s)^{0,3}] \approx 0,16 \times E_0$ per $F_s = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 1,8$
 modulo elastico equivalente: $E_s = E_0 \times [1 - (1/f_s)^{0,3}] \approx 0,20 \times E_0$ per $F_s = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 2,3$
 pressione geostatica verticale al centro dello strato considerato: σ'_{vo}
 $Vs1 = Vs \times (Pa/\sigma'_{vo})^{0,25} =$ velocità delle onde trasversali normalizzata alla pressione $Pa = 100$ Kpa (per verifica liquefazione: cfr. NCEER 2001)
 $N60 = (G_0/15,56)^{1/0,68}; N160 = N60 \times 3/(2 + \sigma'_{vo})$ con σ'_{vo} in Kpa; $Dr = (N160/60)^{0,5}$; $Fliq =$ coeff. di sicurezza a liquefazione per lo SLV: cfr. NCEER 2001 ($Fliq = n.l. =$ strato non lique)
 $\phi'p = 20^\circ + (15,4 \times N160)^{0,5}$; $\phi'r = f(\sigma'_{vo}, Dr, \phi'p$: cfr. BOLTTON); $\phi'sis = f(H2O, Fliq, \phi'r)$; se $Fliq = n.l.$, $\phi'sis = \phi'r$
 $Vp =$ velocità delle onde longitudinali
 $Vp =$ velocità delle onde longitudinali
 $Pl =$ pressione unitaria limite pressiometrica
 $Kp =$ coeff. funzione del tipo di terreno a base micropalo
 $qp = Kp \times Pl =$ carico unitario limite a base micropalo

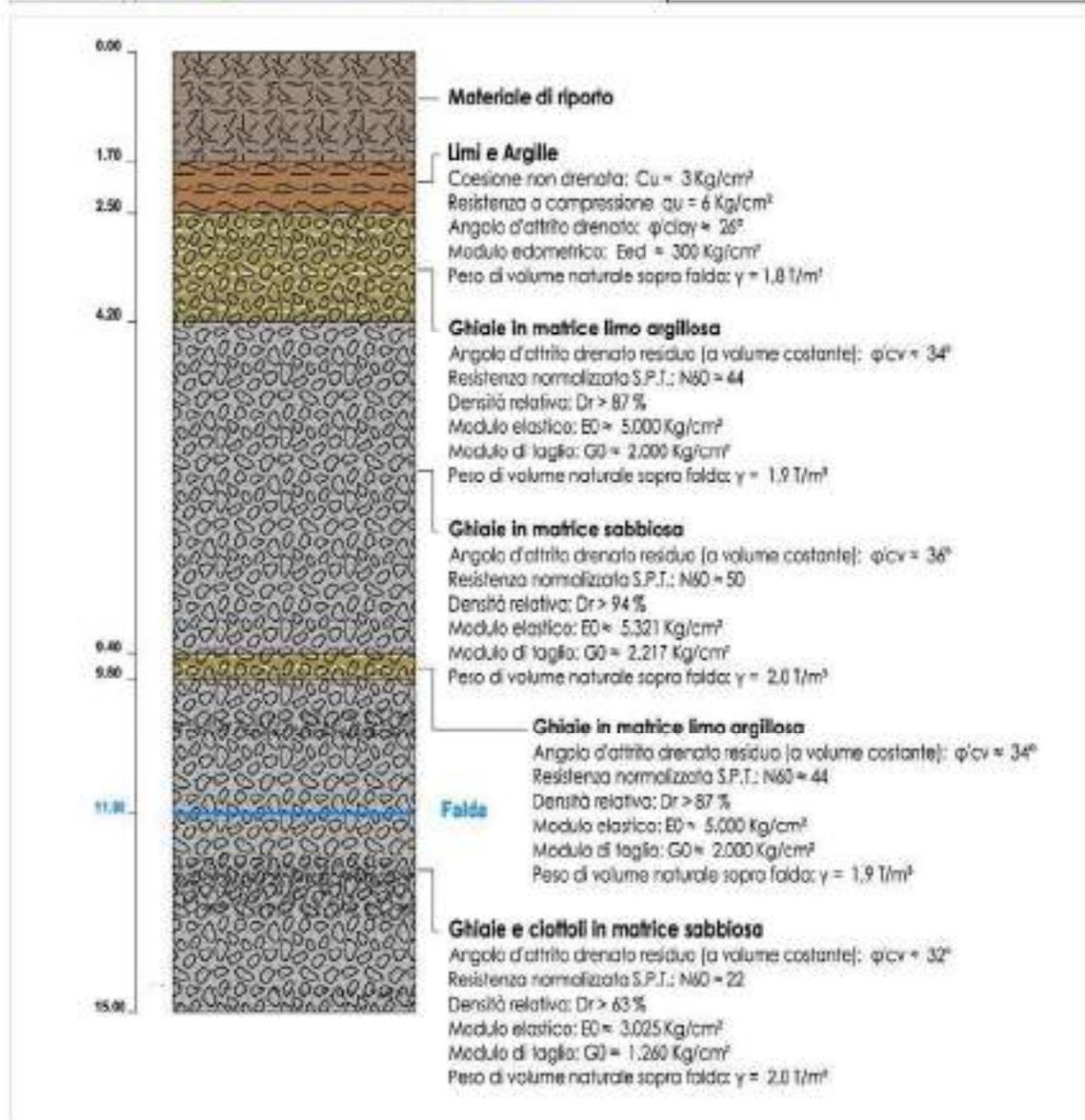
s = f(Pl, terreno incassante) = adesione unitaria limite al contorno micropalo

Spessore strati m	Prof. strati da m	densità strati t/mc	Vs strati m/s	Go strati Mpa	v strati	Eo strati Mpa	Es strati		Prof. H2O m	σ'_{vo} media t/mq	Vs1 strati m/s	Vp strati m/s	litologia strati	Fliq strati	$\phi'r$		$\phi'sis$		Pl strati	Kp strati	qp strati Mpa	s strati
							$f(F_s = \gamma R = 1,8)$	$f(F_s = \gamma R = 2,3)$							strati	strati	strati	strati				
2,1	0,0	1,88	240	108	0,34	292	47	58	≥ 11	1,97	360	493	argilla	-	-	-	-	1,19	1,6	1,90	0,11	
2,6	2,1	2,03	426	369	0,36	1003	160	201	≥ 11	6,59	473	911	ghiaia	n.l.	38,8	33,8	5,39	1,2	6,47	0,54		
4,1	4,7	2,05	475	462	0,35	1243	199	249	≥ 11	13,43	441	977	ghiaia	n.l.	35,9	35,9	6,75	1,2	8,10	0,68		
2,5	8,8	2,08	532	589	0,35	1593	255	319	≥ 11	20,23	446	1116	ghiaia	n.l.	37,2	37,2	6,75	1,2	8,10	0,68		
10,9	11,3	2,09	575	692	0,34	1858	297	372	≥ 11	34,22	423	1175	ghiaia	n.l.	38,7	38,7	6,75	1,2	8,10	0,68		
4,2	22,2	2,12	615	801	0,36	2171	347	434	≥ 11	50,06	411	1299	ghiaia	n.l.	39,9	39,9	6,75	1,2	8,10	0,68		
≈4	26,4	2,11	670	946	0,30	2456	393	491	≥ 11	58,31	431	1249	ghiaia	n.l.	40,3	40,3	6,75	1,2	8,10	0,68		
													Vs30 =		506							

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

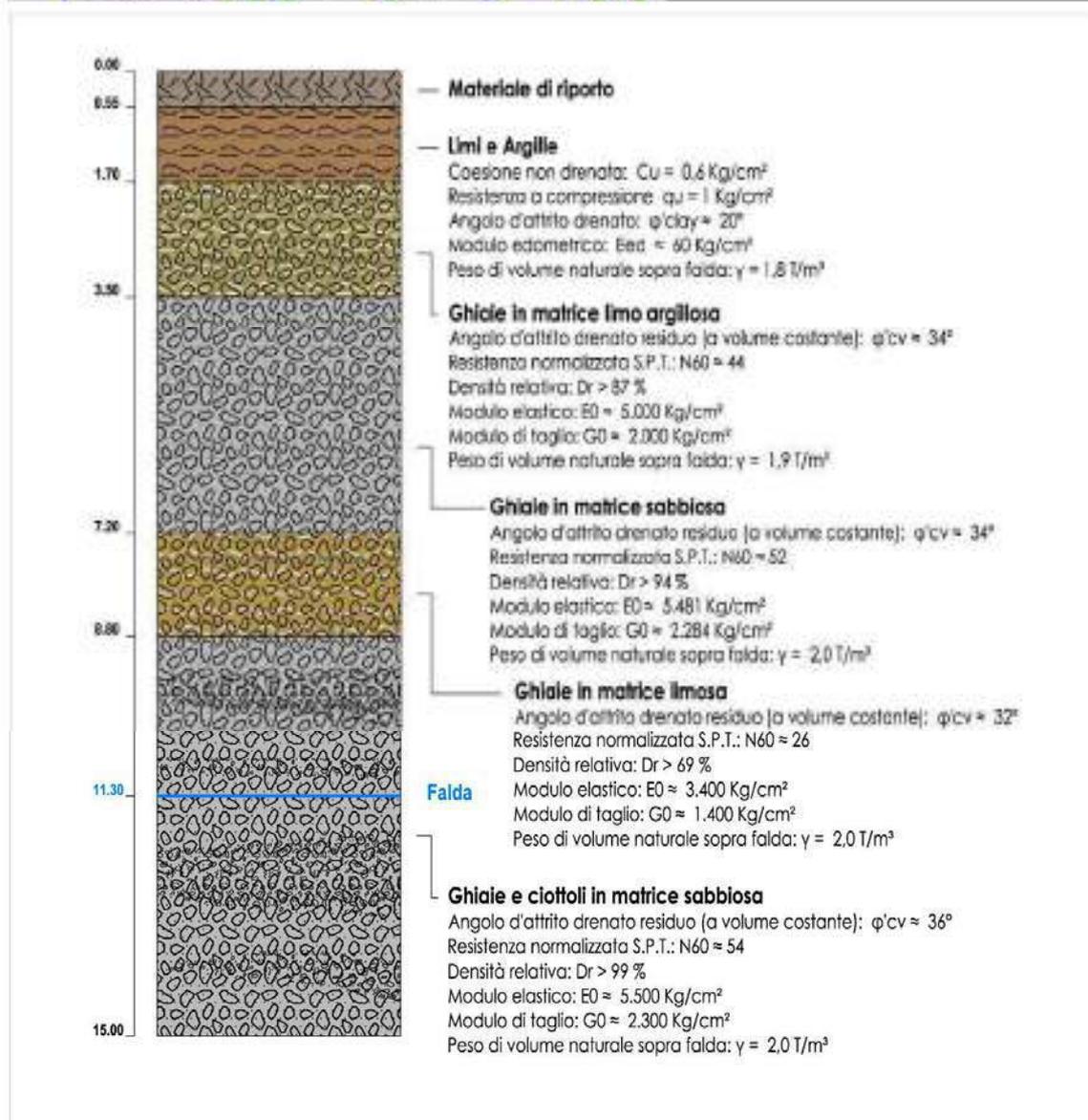
Modello geotecnico n.1

Ubicazione



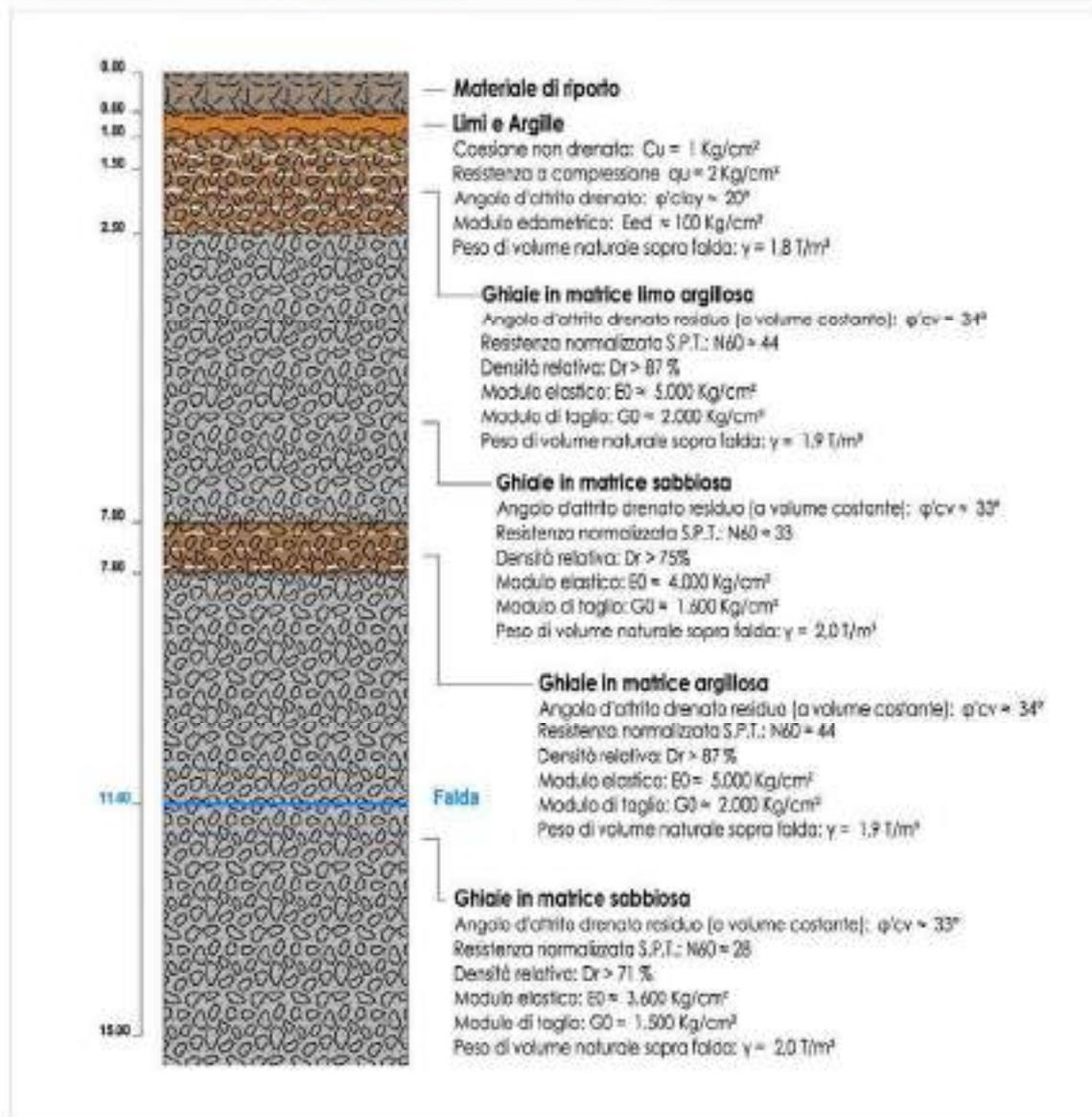
Modello geotecnico n.2

Ubicazione



Modello geotecnico n.3

Ubicazione



CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Il territorio comunale di Piacenza, precedentemente non classificato, è stato ascrivito dall'Ordinanza P.C.M. n.3274 a zona sismica di tipo 4.

I valori delle azioni sismiche sono stati ulteriormente precisati dalle NTC di cui al D.M.14/01/08, entrate in vigore dal 01/07/09.

Nella tabella allegata si sono riportati i valori (desunti dal foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. in funzione delle coordinate geografiche del sito in esame), dei parametri a_g (accelerazione orizzontale massima), F_0 (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), per il sito in esame per tempi di ritorno T_r variabili da 30 a 2475 anni, cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr}\%$ variabile dall'81 al 2% in 50 anni.



Schermata foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. per individuazione pericolosità del sito

In particolare, per $T_r=475$ anni risulta $a_g=0,092g$: per tale valore va calcolato lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV nel caso di opere con vita utile o nominale $V_N = 50$ anni e classe d'uso II ($CU = 1,0$), di cui alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008.

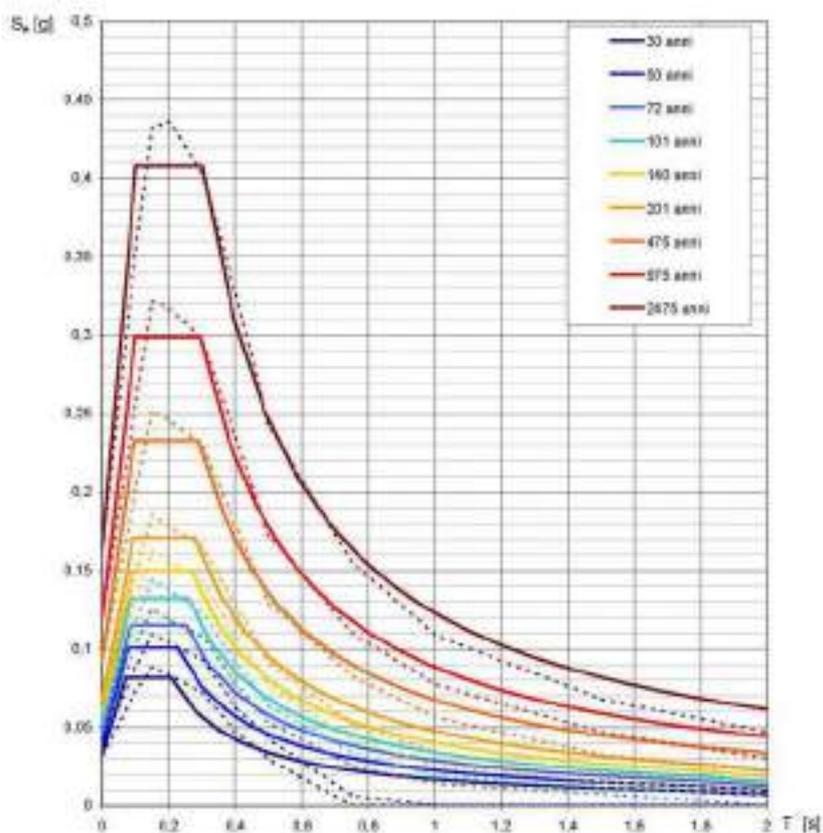
Valori dei parametri a_g , F_a , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_a [-]	T_C^* [s]
30	0,032	2,535	0,207
50	0,039	2,577	0,228
72	0,045	2,537	0,249
101	0,052	2,553	0,256
140	0,058	2,572	0,269
201	0,067	2,547	0,278
475	0,092	2,525	0,290
975	0,119	2,500	0,296
2475	0,163	2,467	0,301

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

I valori dei parametri sismici in riferimento al tempo di ritorno considerato

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa; con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

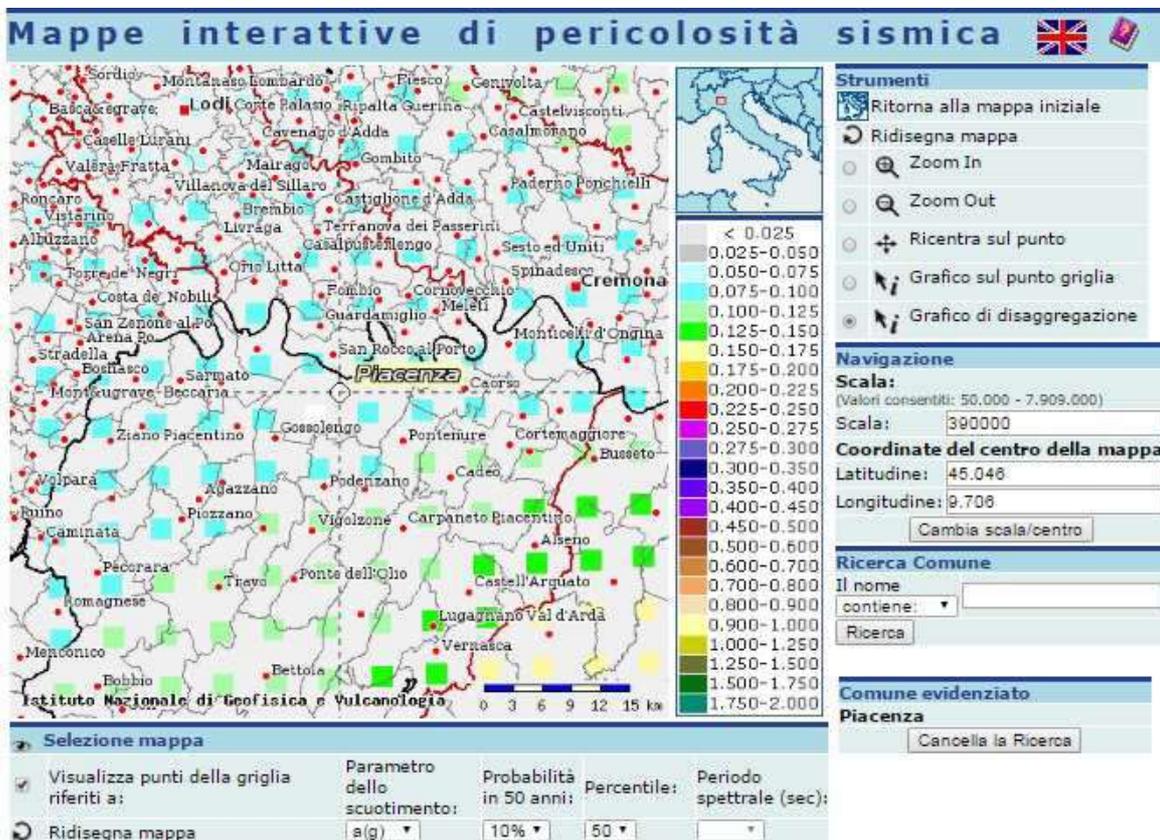
Spettri di risposta elastici per i vari tempi di ritorno considerati

Come riportato alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008, per la classe II la vita di riferimento VR vale:

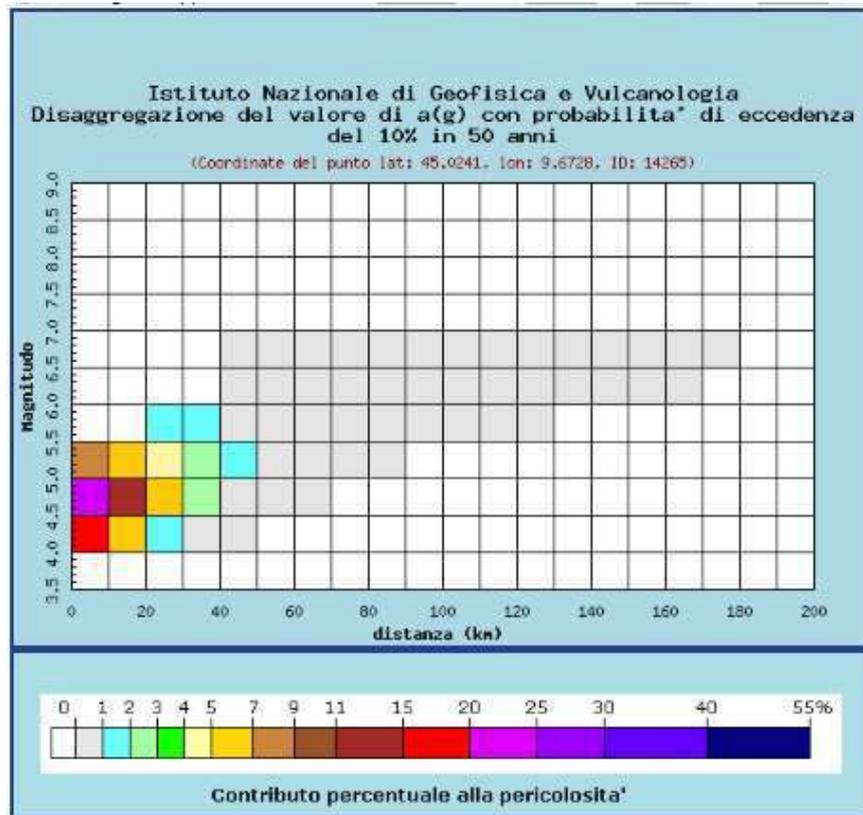
$$VR = VN \times CU = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Da ricordare che le azioni sismiche desunte dal foglio di calcolo del C.S.L.P. sono valide per sito di riferimento rigido orizzontale; diversamente esse vanno incrementate in funzione della categoria topografica dell'area e della categoria del sottosuolo sotteso dalle opere in progetto.

Dalla pagina del sito dell'INGV (Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano), sono stati inoltre desunti i parametri di disaggregazione del sito in esame ovvero i valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di superamento del 10% in 50 anni in base ai dati di pericolosità sismica nazionale.



Mappa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1



Dati di disaggregazione (variabilità in termini di magnitudo e distanza)

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.0241, lon: 9.6728, ID: 14265)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	17.800	23.400	8.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	6.800	12.300	6.450	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	1.920	5.080	4.110	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.388	2.130	2.510	1.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.017	0.628	1.390	0.939	0.198	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.092	0.622	0.694	0.346	0.064	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.003	0.195	0.406	0.303	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.044	0.196	0.192	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.006	0.103	0.128	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.041	0.081	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.050	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.030	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.820	15,400	0.781

Valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di accadimento del 10% in 50 anni

Amplificazione topografica

Ciò premesso l'intervento sarà eseguito su di un'area pianeggiante e stabile: in conformità alla Tab.3.2.IV delle NTC 2008 il sito va ascritto alla categoria topografica T1 cui corrisponde, ai sensi della Tab.3.2.VI delle NTC medesime, un coefficiente di amplificazione topografica:

$$St = 1,0$$

Categoria di sottosuolo e coeff. di amplificazione stratigrafica

In base alle conoscenze desunte dalla bibliografia e alle indagini pregresse in aree circostanti precedentemente illustrate nonché in base alle indagini eseguite sull'area in esame, il sottosuolo, per diverse decine di metri di profondità, è costituito da terreni prevalentemente ghiaio-sabbiosi ben addensati; la prova Masw eseguita per il presente studio ha rilevato che la velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali o di taglio nei primi 30 m di profondità su tali tipi di terreno, calcolata con l'eq.3.2.1. delle NTC 2008, vale $V_{s30} = 490$ m/s.

In tale situazione, il sottosuolo va ascritto alla categoria B definita al c.3.2.2. delle NTC 2008 sicché in base alla Tab.3.2.V delle NTC 2008 si assume:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s :

$$1,00 \leq (1,4 - 0,40 \times F_o \times a_g/g) \leq 1,20$$

- coefficiente C_c :

$$1,10 \times (T_c^*)^{-0,2}$$

e nella tabella allegata sono riportati i relativi valori in funzione di T_r ; in particolare, per $T_r = 475$ anni risulta $S_s = 1,20$.

Di conseguenza, in conformità al comma 3.2.3.2. delle NTC 2008, il coeff. di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale quindi per $T_r=475$ anni:

$$S = S_s \times St = 1,2 \times 1,0 = 1,2$$

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito

L'accelerazione orizzontale massima al suolo sulla verticale del sito in esame per lo stato limite SLV e $P_{vr}=10\%$ è pari a:

$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times S_s = 0,092 \times 1,2 = 0,110 \text{ g}$$

EX CONSORZIO AGRARIO - PIACENZA

categoria di sottosuolo tipo:

B

coordinate del sito: Lat. 45.044441°

Long. 9.712222°

Valori dei parametri ag , F_0 , T_0 elaborati con "Spettri NTC ver. 1.0.3" per via di riferimento VR = 90 anni

tempo di ritorno Tr anni	probabilità di eccedenza in 50 anni %	parametri del sito per sottosuolo di tipo A ag g	F_0	T_0 sec	amplificazione stratigrafica S_0	C_0	amplificazione topografica S_T	$S = S_0 \times S_T$	accelerazione al suolo $a_{max} = ag \times S$ g
30 = SLC	51	0,032	2,895	0,207	1,200	1,507	1,000	1,200	0,038
50 = SLD	63	0,036	2,977	0,228	1,200	1,481	1,000	1,200	0,047
72	50	0,045	2,937	0,249	1,200	1,453	1,000	1,200	0,054
101	38	0,052	2,993	0,268	1,200	1,445	1,000	1,200	0,062
140	30	0,058	2,972	0,289	1,200	1,430	1,000	1,200	0,070
201	22	0,067	2,947	0,278	1,200	1,421	1,000	1,200	0,080
475 = SLV	10	0,082	2,925	0,290	1,200	1,409	1,000	1,200	0,110
975 = SLC	5	0,119	2,900	0,298	1,200	1,403	1,000	1,200	0,143
2475	2	0,183	2,467	0,301	1,200	1,389	1,000	1,200	0,198

Tabella da cui si desumono le accelerazioni al suolo in base ai relativi tempi di ritorno

Rischio liquefazione

Depositi incoerenti

Preso atto¹ che il sottosuolo è privo di circolazione idrica fino ad almeno 11/12 metri di profondità, i più superficiali orizzonti ghiaio-sabbiosi non possono essere soggetti a deformazioni per liquefazione indotta dal sisma di progetto.

Ciò premesso, il rischio di liquefazione del sottosuolo oltre 11 m dal p.c può essere escluso sia per la natura granulometrica dei depositi sia in quanto caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio V_{s1}^2 non inferiori a 500 m/s; come noto, in base a quanto riportato in "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops" (2001), il fenomeno di liquefazione può verificarsi solo se V_{s1} è inferiore ad un valore di soglia di 215 m/s.

L'aumento della pressione neutra nel corso del sisma atteso sarebbe pressochè trascurabile e conseguentemente l'angolo d'attrito dei depositi incoerenti ghiaio-sabbiosi non sarebbe apprezzabilmente ridotto rispetto a quello caratteristico in assenza di sisma; è quindi ragionevole assumere:

$$\varphi'_{sis} = \varphi'_r - Df' = \varphi'_r$$

Fattori di pericolosità geologica

L'area interessata dal progetto in esame giace in area pianeggiante e stabile, non soggetta a rischio di esondazione né, tanto meno, per sommersione per risalita dell'acqua di falda che giace a oltre 11 m circa di profondità.

L'accelerazione sismica orizzontale massima, sulla verticale del sito, tenendo conto dei coefficienti di amplificazione imposti dalle NTC medesime in merito alle condizioni stratigrafiche (categoria B) e topografiche (categoria T1) dell'area, per il summenzionato $Tr=475$ anni raggiunge il valore:

$$a_{max} = ag \times S = 0,092 \text{ g} \times 1,2 = 0,110 \text{ g}$$

¹ anche sulla base dei dati bibliografici in possesso al ns studio

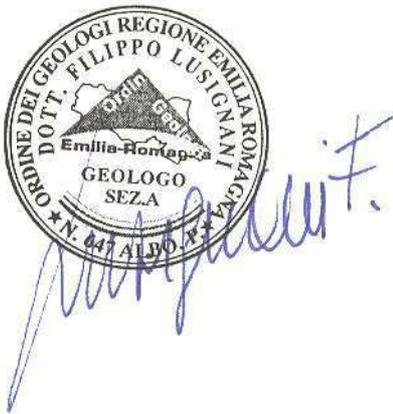
² desunti dalle V_s ricavate dalla prova Masw e normalizzati alla pressione atmosferica

CONCLUSIONI

I sondaggi a carotaggio hanno consentito una valutazione delle caratteristiche geotecniche e geomeccaniche del sottosuolo nei pressi degli edifici che dovranno subire interventi di ristrutturazione che sono state riassunte in apposite schede (vedi paragrafo "Modello geotecnico del sottosuolo").

Le indagini sismiche hanno invece permesso di determinare:

- $V_{s30} = 506$ m/s cui corrisponde la categoria di sottosuolo: tipo B
- accelerazione orizzontale massima attesa al suolo: $a_{max} = 0,110g$





CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL

VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

ALLEGATO 1

**RISULTANZA SONDAGGI
CAROTAGGIO CONTINUO**

Sondaggio1

quota 55,3 m sl.m







Il piezometro n°1 posto in opera



Il pozzetto carrabile e il tappo di sicurezza



Fasi di immissione della pompa nel piezometro per lo spurgo



Fasi dello spurgo del piezometro

Sondaggio 2

quota 54.5 m sl.m







Il piezometro n°2



Il pozzetto carrabile e il tappo di sicurezza

Sondaggio 3

quota 54,5 m sl.m







Il piezometro n°3



Il pozzetto carrabile e il tappo di sicurezza



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL
VIA COLOMBO 35 – 29122 PIACENZA – tel. 0523.386746 – P.IVA: 00105680334

ALLEGATO 2

E L A B O R A Z I O N E
L I N E A S I S M I C A M A S W

winMASW 4.1.1 Pro - Inversion of Surface-Wave Dispersion Curveswin - Inversion of Surface-Wave Dispersion Curves

Main results MASW Piacenza - Consorzio agrario TERREPADANE

Date: 9 02 2017

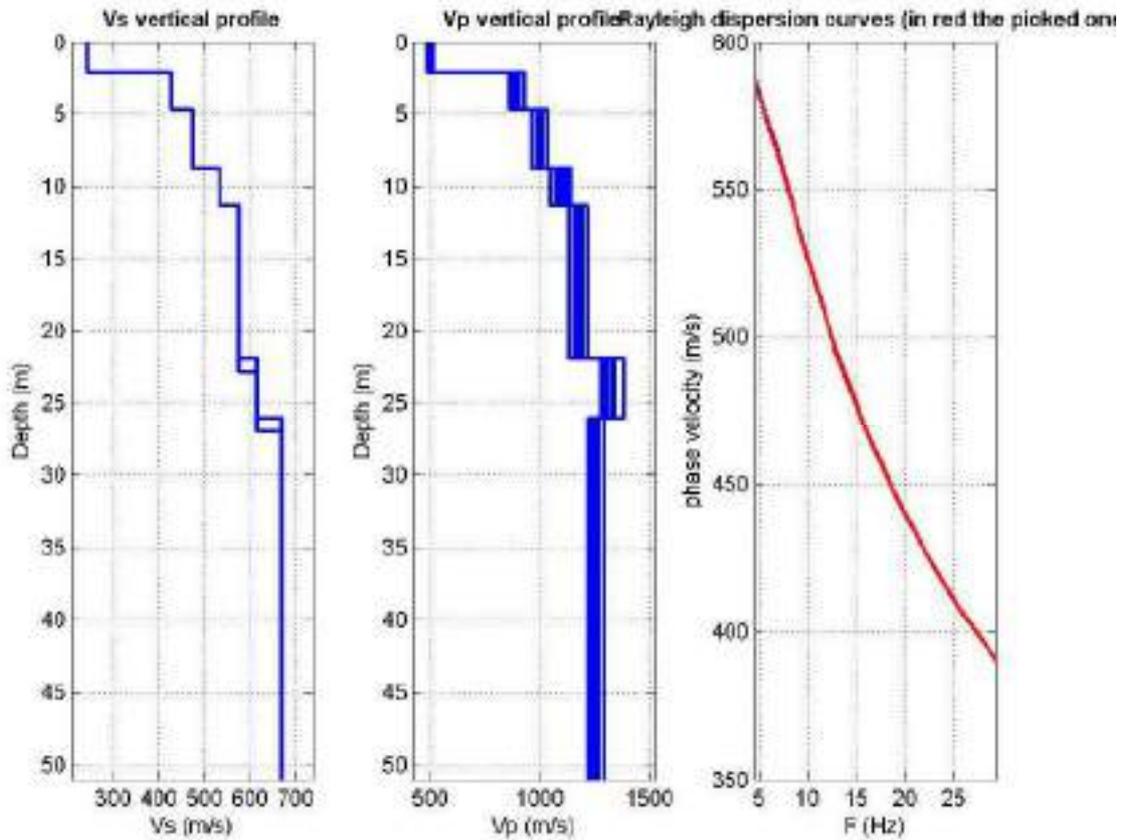
Time: 10 30

Dataset: -10a.SGY

Considered dispersion curve: pick.cdp

Mean model

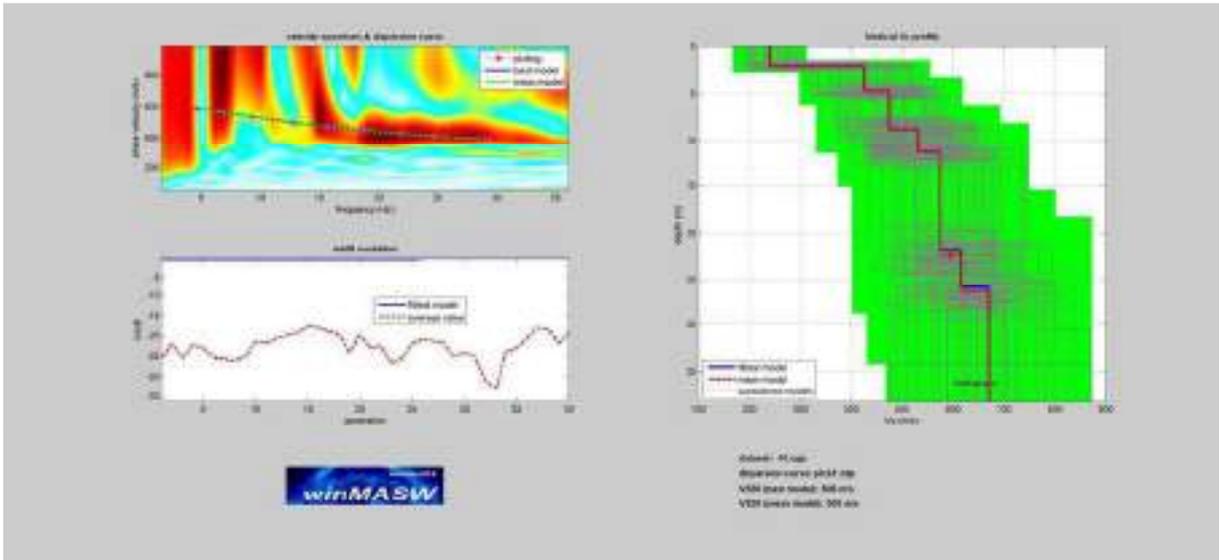
Vs (m/s):	240, 426, 475, 532, 575, 610, 670
Thickness (m):	2.1, 2.6, 4.1, 2.5, 10.9, 4.2,
Standard deviations (m/s):	0.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.5, 0.0
Density (gr/cm ³):	1.88, 2.03, 2.05, 2.08, 2.09, 2.12, 2.11
Shear modulus (MPa):	108, 369, 462, 589, 692, 801, 946



Analysis: Rayleigh Waves

Approximate values for Vp and elastic moduli

Vp (m/s):	493, 911, 977, 1116, 1175, 1299, 1249
Poisson:	0.34, 0.36, 0.35, 0.35, 0.34, 0.36, 0.30
Bulk modulus (MPa):	191, 199, 215, 293, 523, 811, 790
Young's modulus (MPa):	292, 1003, 1243, 1593, 1858, 2171, 2456
Lamé (MPa):	241, 949, 1031, 1414, 1506, 1971, 1396



VS30 (m/s): 506

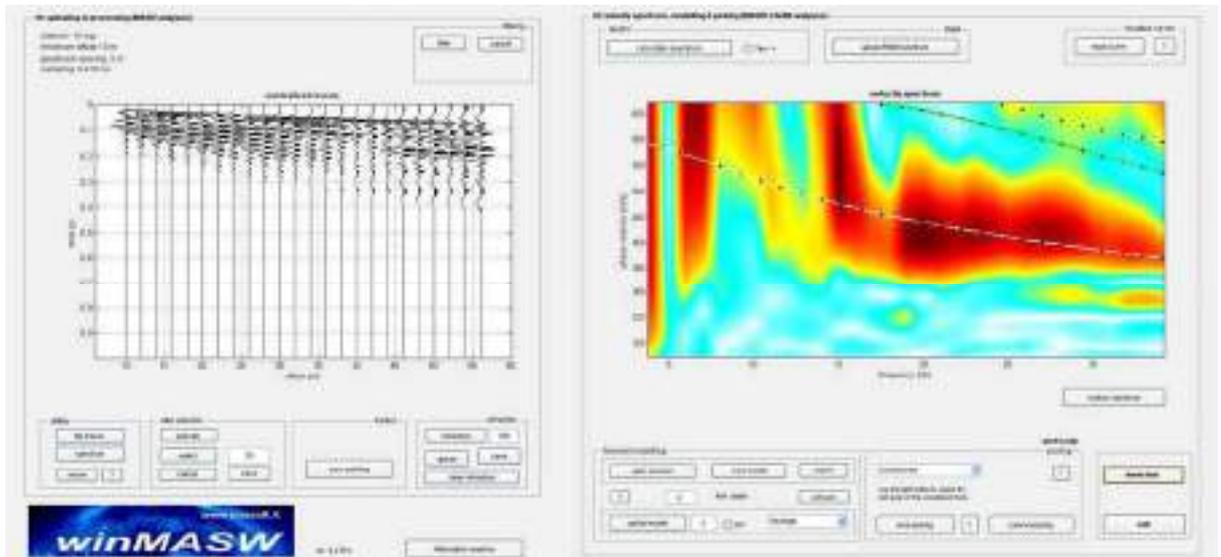
Possible Soil Type: B

Dalla normativa (modifiche del D.M. 14/09/2005 Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. Infrastrutture del 14/01/2008, pubblicato su Gazzetta Ufficiale Supplemento ordinario n° 29 del 04/02/2008):

- 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 di 3 m.
- B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- C - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 inferiori a 180 m/s (ovvero

NSPT30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu_{30} < 70 kPa nei terreni a grana fina).

- E - Terreni dei sottosuoli dei tipi C o D per spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $VS > 800$ m/s).
- S1 - Depositi di terreni caratterizzati da valori di VS_{30} inferiori 100 m/s (ovvero $10 < cu_{S30} < 20$ kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includano almeno 3 m di torba o argille altamente organiche.
- S2 - Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.



COMUNE DI PIACENZA

PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI" CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROPONENTE



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL

VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

Zona Alberghiera - "Immobili A e B"

**RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA
e SISMICA PRELIMINARE**

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI

VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e.mail: glusig@tin.it

FIRME



NOTE

I progettisti si riservano, a termini di legge, la proprietà del presente documento. La riproduzione anche parziale è vietata

CONSEGNA

MARZO 2017

COMUNE DI PIACENZA

Provincia di Piacenza

**ACCORDO DI PROGRAMMA
"MOLINO DEGLI ORTI"
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**

ZONA ALBERGHIERA – IMMOBILI A e B

Relazione geologica-geotecnica e sismica preliminare

Committente:

Consorzio Agrario Terrepadane s.c.r.l.

Via Colombo 35

29122 Piacenza

Iusignani

dott. filippo

servizi di geologia
cave ed ambiente

Marzo 2017

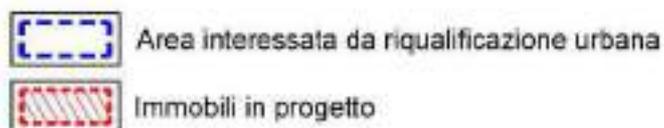
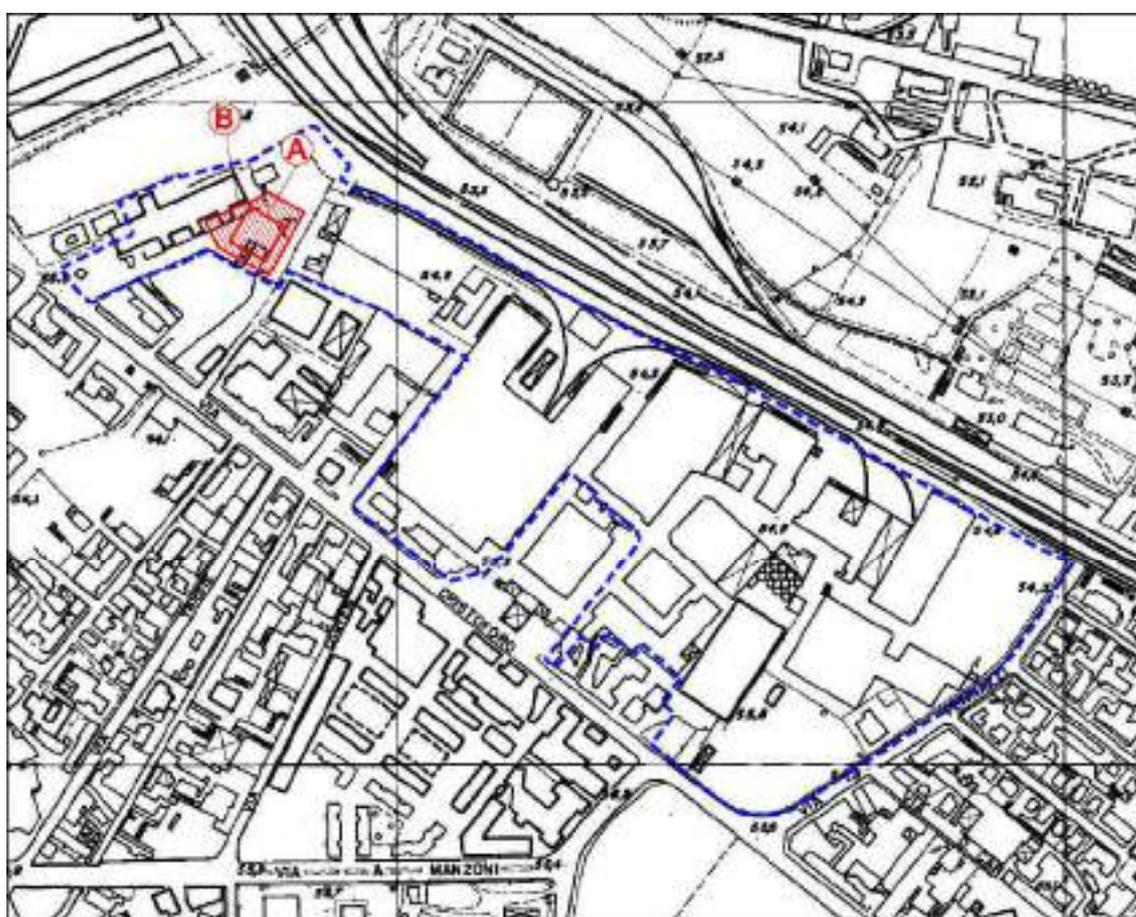
INDICE

PREMESSA	pag. 3
Interventi in progetto	pag. 4
INQUADRAMENTO GEOLOGICO	pag. 5
INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	pag. 6
INDAGINI GEOGNOSTICHE CONSIDERATE PER LA STIMA DEL MODELLO GEOTECNICO	pag. 7
MODELLO GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO	pag. 12
SISMICITA'	pag. 13
FONDAZIONI DIRETTE – CALCOLO PORTANZA	pag. 19
FRONTI DI SCAVO	pag. 26
CONCLUSIONI	pag. 27

PREMESSA

L'area oggetto del PUA "Molino degli Orti", di estensione pari ad oltre 120.000 mq, è stata recentemente oggetto di uno studio geologico a carattere generale (gennaio 2017) nonché di una campagna di indagini geognostiche (febbraio 2017), consistita nell'esecuzione di 12 trincee a mezzo escavatore idraulico (spinte a circa 3m dal p.c) e da tre sondaggi a carotaggio continuo, volte alla caratterizzazione geotecnica di massima del sottosuolo.

Ciò premesso, al fine di un preliminare dimensionamento delle opere di fondazione relative al progetto di realizzazione di una "Zona a destinazione Alberghiera" nella porzione nord occidentale del complesso in studio, il presente approfondimento tecnico ha dovuto in primo luogo estrapolare le caratteristiche geotecniche del sottosuolo dalle prove eseguite nelle sue più immediate vicinanze.



Corografia su carta CTR

La definizione di un *"modello geotecnico presunto"* ha quindi permesso di eseguire le verifiche richieste¹ partendo da un iniziale dimensionamento fondazionale fornito dal progettista.

E' stata altresì valutata l'ipotesi di un incremento delle dimensioni della fondazione per ottenere preliminari indicazioni nel caso in cui fosse necessario aumentare i carichi di progetto.

Intervento in progetto

La tipologia di fabbricato in progetto prevede la realizzazione di 2 piani del tutto interrati, con piano di posa dei plinti a $-8,50$ metri sotto il piano di campagna, nonché 7 piani fuori terra.

Il Progettista ci ha segnalato che il fabbricato poggerà su plinti isolati e quadrati di fondazione di larghezza efficace non inferiore a $B'=B-2e= 3,5$ metri e altezza $H \geq 0,60$ m.

¹ *che ricordiamo devono essere considerate di grande massima*

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in esame si colloca all'estremità nord-occidentale dell'area dell'Ex Consorzio Agrario; essa giace ad una quota prossima a m 54,5 s.l.m nella pianura a Sud del F.Po, da cui dista meno di 1 km, mentre il F. Trebbia e il torrente Nure, svolgono i loro corsi a circa 6 km di distanza rispettivamente ad Ovest e ad Est. L'area in esame allo stato si presenta pianeggiante e stabile in assenza di particolarità morfologiche di rilievo; essa ricade in quel settore della pianura pedemontana distale che borda la fascia di meandreggiamento vera e propria del Fiume Po, ma rientra in una vasta area che si estende ad Est della città, interessata da fenomeni di esondazione "medio-recenti" avvenuti in epoca Olocenica.

Il substrato geolitologico dell'area in esame, secondo la C.G.I. scala 1:100.000, appartiene ai depositi del Quaternario continentale, cui corrispondono i depositi della fase Olocenica post-glaciale noti nella Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000 (F.72 "Fiorenzuola d'Arda"), con il nome di "*Alluvioni medio-recenti*".

In base alla più recente "CARTA GEOLOGICA DELLA PIANURA", basata sulla nuova ricostruzione stratigrafica adottata dalla RER², che distingue unità allostratigrafiche legate a cicli di eventi deposizionali (UBSU o sintemi³), l'area in esame ricade entro i depositi del Subsistema di Ravenna (AES8); trattasi di depositi che negli orizzonti superficiali presentano natura prevalentemente limo-argillosa e limo-sabbiosa di spessore discontinuo che celano un substrato ghiaioso di parecchie decine di metri di spessore ove le litologie grossolane costituiscono estesi corpi tabulari, interdigitati da cunei di materiale fine (limi o argille)

² nell'ambito degli studi per la realizzazione della nuova Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 in corso di realizzazione

³ che corrispondono a unità stratigrafiche delimitate da superfici di discontinuità

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Sotto l'aspetto idrogeologico, l'area in esame ricade nella zona di interdigitazione dei depositi di conoide distale del T.Nure e del F.Trebbia con quelli prossimi di paleo-alveo e barra fluviale del Fiume Po.

L'analisi storica sui dati freaticometrici disponibili per l'area in studio ha consentito di trarre alcune considerazioni di carattere generale circa le caratteristiche e l'andamento della superficie piezometrica e del campo di moto della falda:

- la falda presenta un regime idraulico a pelo libero;
- l'andamento del flusso idrico sotterraneo ha direzione prevalente verso nord-nord-est;
- l'andamento della superficie piezometrica è sostanzialmente regolare;
- si nota una progressiva riduzione del gradiente idraulico da sud verso nord.
- l'oscillazione del livello di falda è contenuto nell'ordine di 2/3 metri
- i livelli piezometrici misurati nella primavera 1978 costituiscono il massimo assoluto del periodo trentennale (soggiacenza dell'ordine di 9 m).
- mediamente il tetto di falda può essere considerato posto a circa 10/11 metri dal p.c.
- il gradiente idraulico può essere considerato compreso fra 0,05 e 0,15%.

INDAGINI GEOGNOSTICHE CONSIDERATE PER LA STIMA DEL MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Ai fini della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, in questa fase preliminare, le indagini e i dati litostratigrafici che sono stati presi da riferimento sono:

- trincea esplorativa n.12
- sondaggio a carotaggio n. 1
- linea sismica MASW

E' doveroso sottolineare che le indagini considerate, in particolare il sondaggio a carotaggio risulta ubicato ad oltre 300 m verso sud-est dalla futura area edificanda; pertanto le condizioni litostratigrafiche e geotecniche ipotizzate per l'area in esame sono da ritenersi alquanto indicative.

Ciò premesso, risulta necessario, in fase di redazione del progetto definitivo, eseguire appropriate indagini entro l'area in esame al fine di verificare l'effettiva rispondenza del modello geotecnico/stratigrafico utilizzato per il presente rapporto tecnico.



Fasi dell'esecuzione della trincea n°12

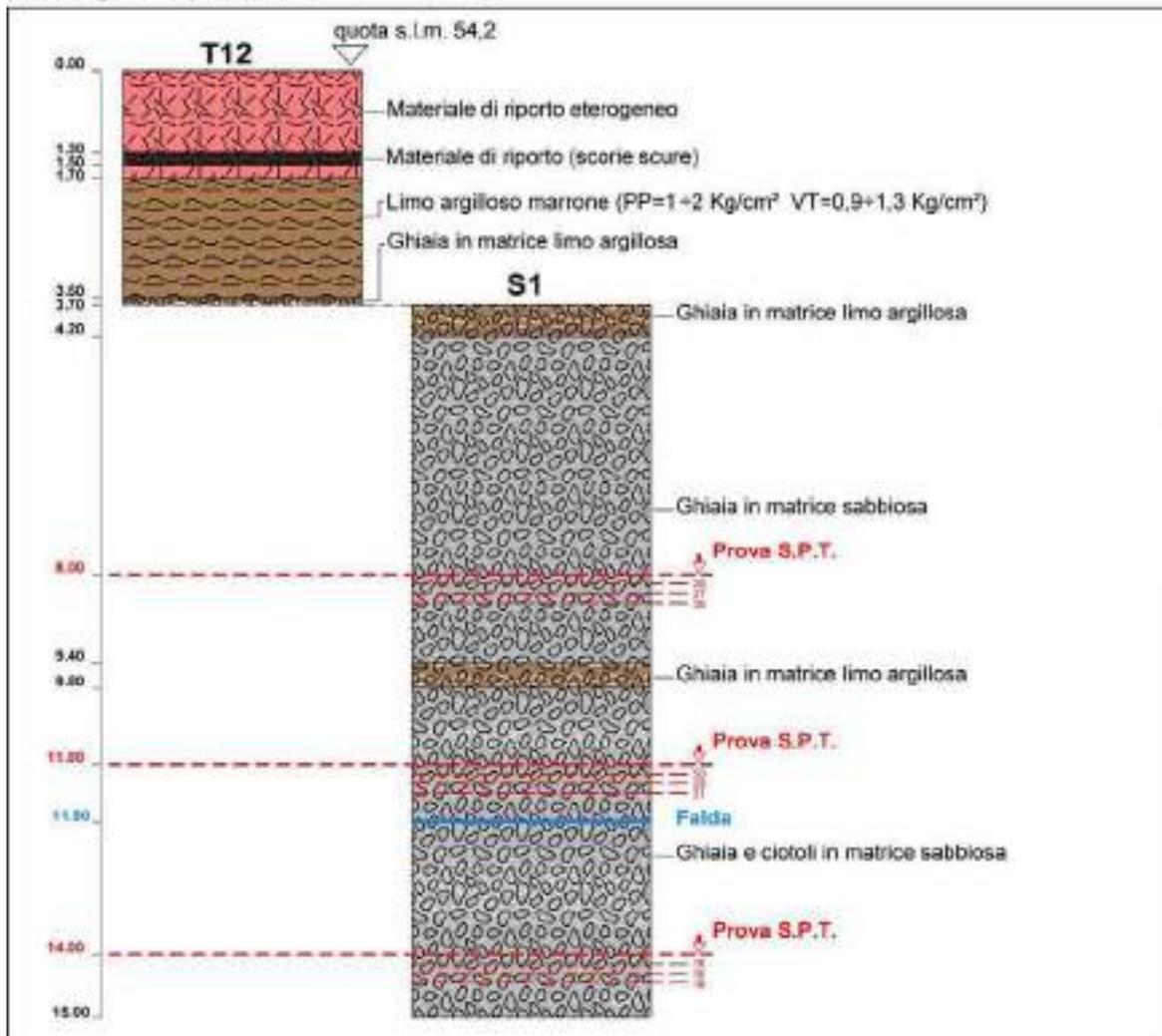
AREA A DESTINAZIONE ALBERGHIERA

(Immobili A - B)

Ubicazione



Stratigrafia presunta:



Linea sismica MASW

Al fine di valutare la successione stratigrafica del terreno di fondazione oltre la profondità raggiunta dai sondaggi e per definire (in conformità alle NTC 2008) la velocità delle onde trasversali nel primo sottosuolo si è fatto riferimento allo stendimento sismico multicanale con procedura MASW, esteso parallelamente alla linea ferroviaria MI-BO pressoché centrato sul sondaggio S3.



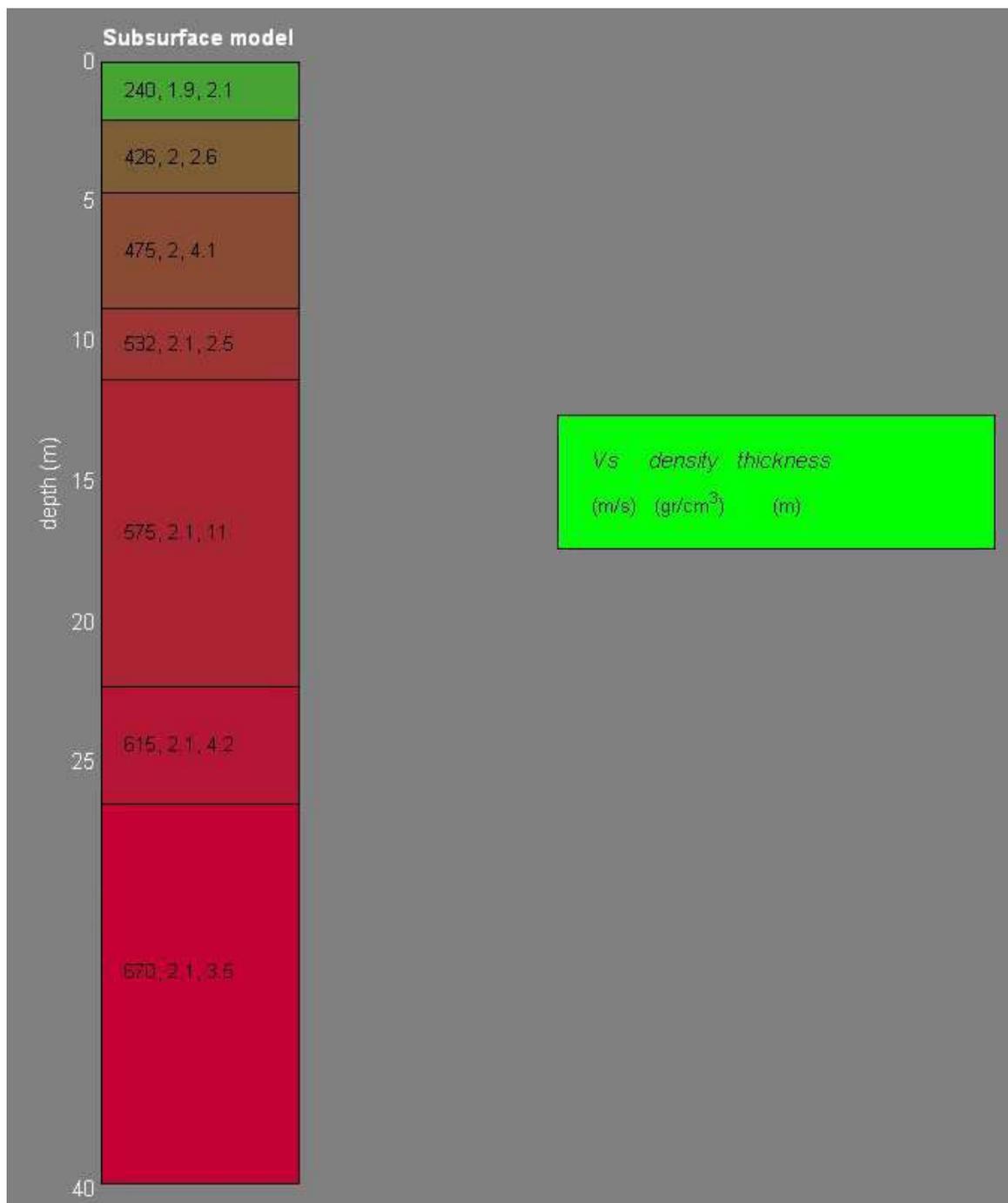
Ubicazione intervento edilizio in riferimento all'esecuzione della prova MASW

Come illustrato nella tabella allegata alla presente, il valore V_s del primo sismostrato, resta di poco inferiore ai 250 m/s e ben corrisponde al riporto e allo strato superficiale limo-argilloso attraversato dalla trincea esplorativa (rif. T12).

Più al di sotto il sottosuolo migliora con la profondità le proprie caratteristiche meccaniche presentando valori crescenti delle V_s da 426 a oltre 600 m/s raggiungendo $V_s = 670$ nel sismostrato basale: tali orizzonti ben corrispondono ai depositi alluvionali ghiaiosi rinvenuti nel corso dei sondaggi geognostici e sono in buona concordanza con la stratigrafia delle numerose prove e indagini pregresse in zone circostanti.

Ai fini della identificazione della categoria di suolo sismico, le NTC prevedono che la classificazione sia effettuata in base alla determinazione del valore della velocità equivalente VS_{30} di propagazione entro i primi 30 metri.

Per fondazioni superficiali, ai sensi dei dettami contenuti nel paragrafo 3.2.2 delle medesime norme, tale profondità deve essere riferita al piano di imposta delle stesse: utilizzando l'equazione 3.2.1 è stato quindi necessario effettuare il calcolo partendo da - 8,5 m rispetto all'attuale piano di campagna. Il valore delle VS_{30} è risultato pari a 610 m/s, che corrisponde ad un "suolo di fondazione di tipo B".



Sismostratigrafia desunta dalla prova MASW

Piacenza, Area Ex Consorzio - Velocità Vs e moduli elastici del sottosuolo indagato dalla linea sismica MASW

velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs
 modulo di taglio a piccole deformazioni: $G_0 = \rho \times (Vs)^2 = \gamma/g \times (Vs)^2$
 coeff. di Poisson: $\nu = f(Vs)$
 modulo di Young a piccole deformazioni: $E_0 = 2 \times G_0 \times (1+\nu)$
 modulo elastico equivalente: $E_s = E_0 \times [1 - (1/Fs)^{0,3}] \approx 0,16 \times E_0$ per $Fs = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 1,8$
 modulo elastico equivalente: $E_s = E_0 \times [1 - (1/Fs)^{0,3}] \approx 0,20 \times E_0$ per $Fs = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 2,3$
 pressione geostatica verticale al centro dello strato considerato: $\sigma^a \nu_0$
 $Vs1 = Vs \times (Pa/\sigma^a \nu_0)^{0,25} =$ velocità delle onde trasversali normalizzata alla pressione $Pa=100$ Kpa (per verifica liquefazione: cfr. NCEER 2001)
 $N60 = (Go/15,56)^{1/0,88}$; $N160 = N60 \times 3/(2+\sigma^a \nu_0)$ con $\sigma^a \nu_0$ in Kpa; $Dr = (N160/60)^{0,5}$; $Fliq =$ coeff. di sicurezza a liquefazione per lo SLV: cfr. NCEER 2001 ($Fliq = n.l.$ = strato non lique)
 $\phi^*p = 20^\circ + (15,4 \times N160)^{0,5}$; $\phi^*r = f(\sigma^a \nu_0, Dr, \phi^*p)$: cfr. BOLTTON); $\phi^*sis = f(H2O, Fliq, \phi^*r)$; se $Fliq = n.l.$ $\phi^*sis = \phi^*r$
 $Vp =$ velocità delle onde longitudinali
 $Vp =$ velocità delle onde longitudinali
 $Pl =$ pressione unitaria limite pressiometrica
 $Kp =$ coeff. funzione del tipo di terreno a base micropalo
 $qp = Kp \times Pl =$ carico unitario limite a base micropalo

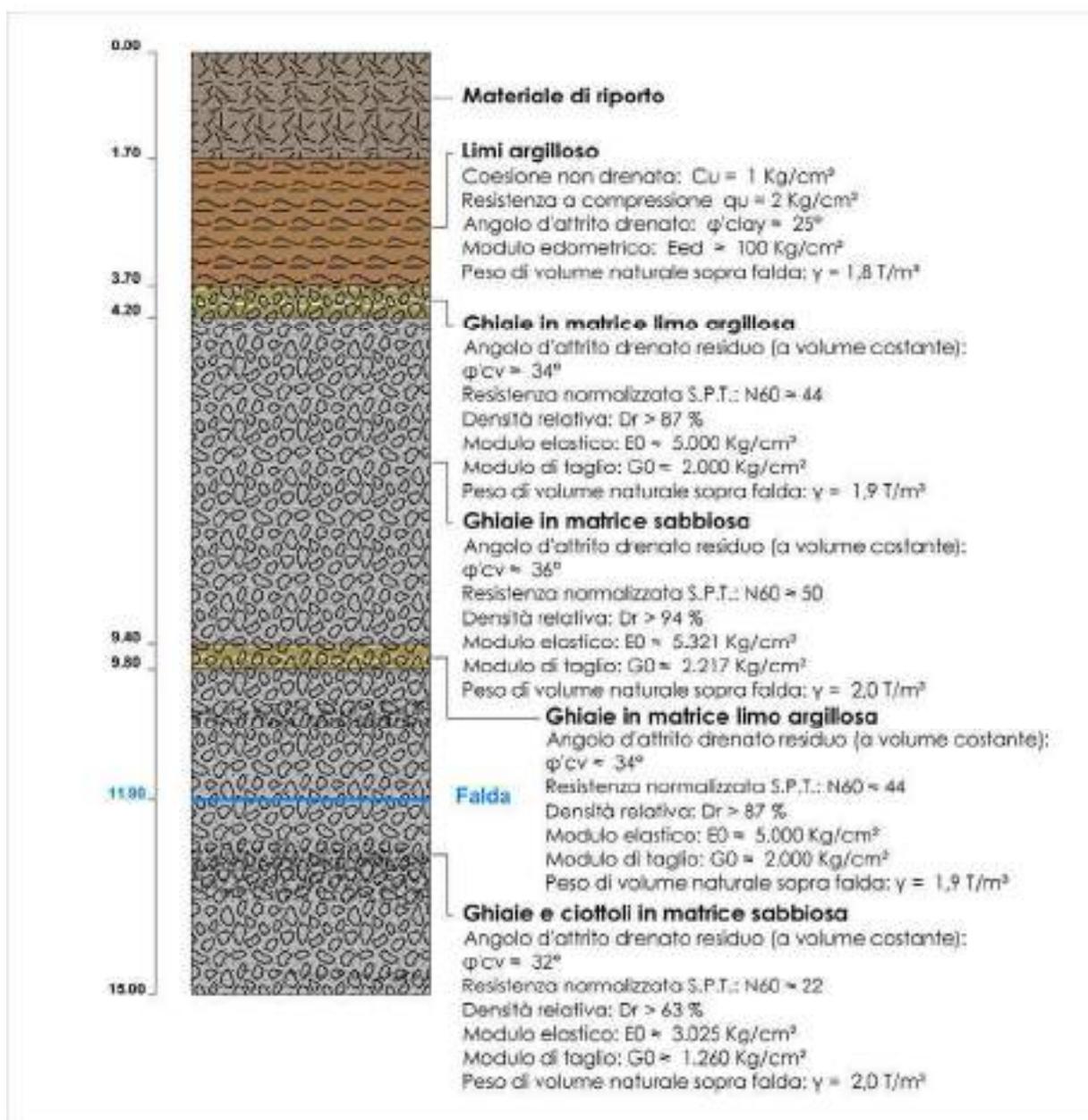
$s = f(Pl, \text{terreno incassante}) =$ adesione unitaria limite al contorno micropalo

Spessore strati m	Prof. strati da m	densità strati t/mc	Vs strati m/s	Go strati Mpa	v strati -	Eo strati Mpa	Es strati		Prof. H2O m	$\sigma^a \nu_0$ media t/mq	Vs1 strati m/s	Vp strati m/s	litologia strati	Fliq strati	ϕ^*r °	ϕ^*sis °	Pl strati Mpa	Kp strati -	qp strati Mpa	s strati Mpa	
							$f(Fs=\gamma R=1,8)$ Mpa	$f(Fs=\gamma R=2,3)$ Mpa													
0,3	0,0	1,88	475	108	0,34	292	47	58	≥ 11	0,28	1159	493	ghiaia	n.l.	24,3	24,3	6,63	1,2	7,95	0,66	
2,5	0,3	2,03	532	369	0,36	1003	160	201	≥ 11	3,10	713	911	ghiaia	n.l.	31,5	31,5	6,75	1,2	8,10	0,68	
10,9	2,8	2,05	575	462	0,35	1243	199	249	≥ 11	16,81	505	977	ghiaia	n.l.	36,6	36,6	6,75	1,2	8,10	0,68	
4,2	13,7	2,08	615	589	0,35	1593	255	319	≥ 11	32,35	459	1116	ghiaia	n.l.	38,6	38,6	6,75	1,2	8,10	0,68	
3,5	17,9	2,09	670	692	0,34	1858	297	372	≥ 11	40,38	473	1175	ghiaia	n.l.	39,2	39,2	6,75	1,2	8,10	0,68	
8,5	21,4	2,12	670	801	0,36	2171	347	434	≥ 11	53,05	441	1299	ghiaia	n.l.	40,1	40,1	6,75	1,2	8,10	0,68	
≈ 0	29,9	2,11	670	946	0,30	2456	393	491	≥ 11	62,16	424	1249	ghiaia	n.l.	40,5	40,5	6,75	1,2	8,10	0,68	
			Vs30 =		610																

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

In base ai dati desunti dalle sopra citate indagini, il modello geotecnico del sottosuolo preso da riferimento per la verifica del dimensionamento fondazionale richiesta è il seguente:

Modello geotecnico presunto



Modello geotecnico presunto utilizzato nel presente studio

SISMICITA'

Il territorio comunale di Piacenza, precedentemente non classificato, è stato ascrivito dall'Ordinanza P.C.M. n.3274 a zona sismica di tipo 4.

I valori delle azioni sismiche sono stati ulteriormente precisati dalle NTC di cui al D.M.14/01/08, entrate in vigore dal 01/07/09.

Nella tabella allegata si sono riportati i valori (desunti dal foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. in funzione delle coordinate geografiche del sito in esame), dei parametri a_g (accelerazione orizzontale massima), F_0 (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), per il sito in esame per tempi di ritorno T_r variabili da 30 a 2475 anni, cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr}\%$ variabile dall'81 al 2% in 50 anni.



Schermata foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. per individuazione pericolosità del sito

In particolare, per $T_r=475$ anni risulta $a_g=0,092g$: per tale valore va calcolato lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV nel caso di opere con vita utile o nominale $V_N = 50$ anni e classe d'uso II ($CU = 1,0$), di cui alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008.

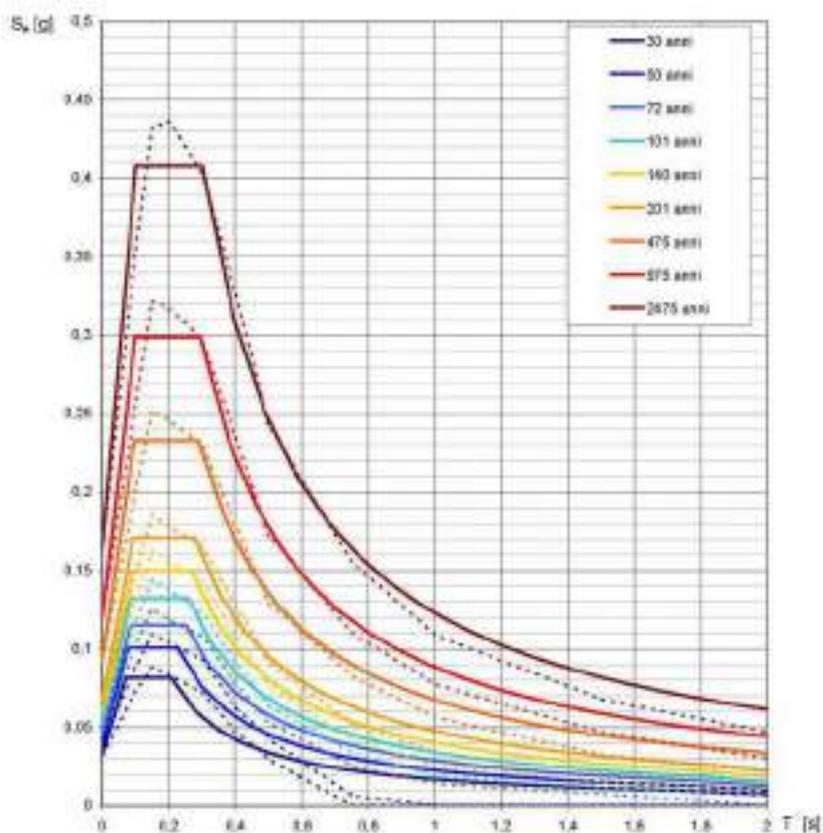
Valori dei parametri a_g , F_a , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_a [-]	T_C^* [s]
30	0,032	2,535	0,207
50	0,039	2,577	0,228
72	0,045	2,537	0,249
101	0,052	2,553	0,256
140	0,058	2,572	0,269
201	0,067	2,547	0,278
475	0,092	2,525	0,290
975	0,119	2,500	0,296
2475	0,163	2,467	0,301

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

I valori dei parametri sismici in riferimento al tempo di ritorno considerato

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa; con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

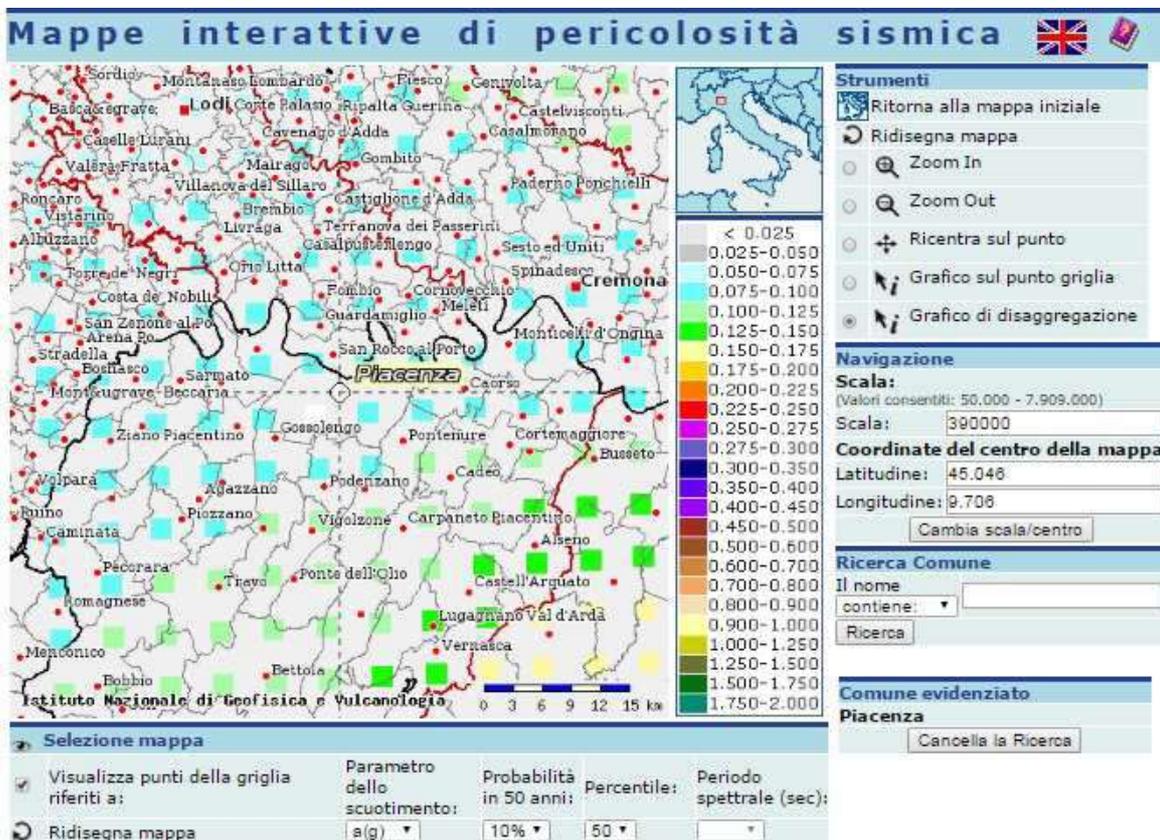
Spettri di risposta elastici per i vari tempi di ritorno considerati

Come riportato alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008, per la classe II la vita di riferimento VR vale:

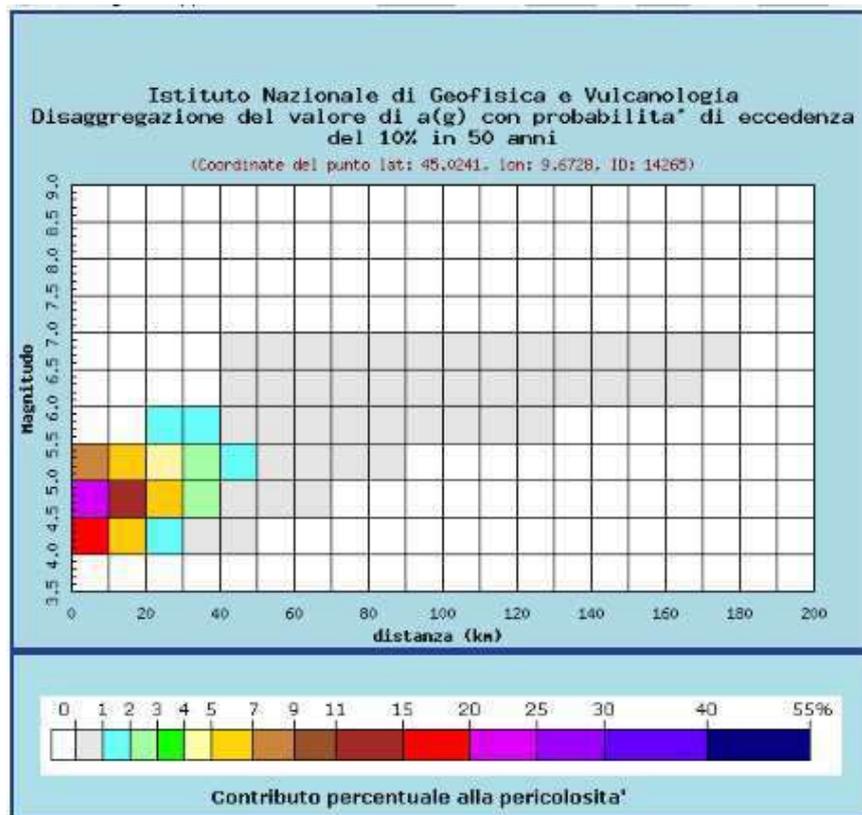
$$VR = VN \times CU = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Da ricordare che le azioni sismiche desunte dal foglio di calcolo del C.S.L.P. sono valide per sito di riferimento rigido orizzontale; diversamente esse vanno incrementate in funzione della categoria topografica dell'area e della categoria del sottosuolo sotteso dalle opere in progetto.

Dalla pagina del sito dell'INGV (Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano), sono stati inoltre desunti i parametri di disaggregazione del sito in esame ovvero i valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di superamento del 10% in 50 anni in base ai dati di pericolosità sismica nazionale.



Mappa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1



Dati di disaggregazione (variabilità in termini di magnitudo e distanza)

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.0241, lon: 9.6728, ID: 14265)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	17.800	23.400	8.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	6.800	12.300	6.450	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	1.920	5.080	4.110	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.388	2.130	2.510	1.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.017	0.628	1.390	0.939	0.198	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.092	0.622	0.694	0.346	0.064	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.003	0.195	0.406	0.303	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.044	0.196	0.192	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.006	0.103	0.128	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.041	0.081	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.050	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.030	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.820	15,400	0.781

Valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di accadimento del 10% in 50 anni

Amplificazione topografica

Ciò premesso l'intervento sarà eseguito su di un'area pianeggiante e stabile: in conformità alla Tab.3.2.IV delle NTC 2008 il sito va ascritto alla categoria topografica T1 cui corrisponde, ai sensi della Tab.3.2.VI delle NTC medesime, un coefficiente di amplificazione topografica:

$$St = 1,0$$

Categoria di sottosuolo e coeff. di amplificazione stratigrafica

In base alle conoscenze desunte dalla bibliografia, ed in base alle indagini considerate per il presente studio, sull'area in esame il sottosuolo, per diverse decine di metri di profondità, è costituito da terreni prevalentemente ghiaio-sabbiosi ben addensati; la prova Masw considerata per il presente studio ha rilevato che la velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali o di taglio nei primi 30 m di profondità⁴ su tali tipi di terreno, calcolata con l'eq.3.2.1. delle NTC 2008, vale $V_{s30} = 610$ m/s.

In tale situazione, il sottosuolo va ascritto alla categoria B definita al c.3.2.2. delle NTC 2008 sicché in base alla Tab.3.2.V delle NTC 2008 si assume:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s :

$$1,00 \leq (1,4 - 0,40 \times F_o \times a_{g/g}) \leq 1,20$$

- coefficiente C_c :

$$1,10 \times (T_c^*)^{-0,2}$$

e nella tabella allegata sono riportati i relativi valori in funzione di T_r ; in particolare, per $T_r = 475$ anni risulta $S_s = 1,20$.

Di conseguenza, in conformità al comma 3.2.3.2. delle NTC 2008, il coeff. di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale quindi per $T_r = 475$ anni:

$$S = S_s \times St = 1,2 \times 1,0 = 1,2$$

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito

L'accelerazione orizzontale massima al suolo sulla verticale del sito in esame per lo stato limite SLV e $P_{vr} = 10\%$ è pari a:

$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times S_s = 0,092 \times 1,2 = 0,110 \text{ g}$$

⁴ a partire dal piano di posa della fondazione (-8,5m dall'attuale p.c.)

EX CONSORZIO AGRARIO - PIACENZA

categoria di sottosuolo tipo:

B

coordinate del sito: Lat. 45.044441°

Long. 9.712222°

Valori dei parametri ag , F_0 , T_0 elaborati con "Spettri NTC ver. 1.0.3" per vita di riferimento VR

= 50 anni

tempo di ritorno Tr anni	probabilità di eccedenza in 50 anni %	parametri del sito per sottosuolo di tipo A ag g	F_0	T_0 sec	amplificazione stratigrafica S_B	C_0	amplificazione topografica S_T	amplificazione $S = S_B \times S_T$	accelerazione al suolo $a_{max} = ag \times S$ g
30 = SLC	51	0,032	2,895	0,207	1,200	1,507	1,000	1,200	0,038
50 = SLD	63	0,036	2,977	0,228	1,200	1,481	1,000	1,200	0,047
72	50	0,045	2,937	0,249	1,200	1,453	1,000	1,200	0,054
101	38	0,052	2,993	0,269	1,200	1,445	1,000	1,200	0,062
140	30	0,058	2,972	0,289	1,200	1,430	1,000	1,200	0,070
201	22	0,067	2,947	0,278	1,200	1,421	1,000	1,200	0,080
475 = SLV	10	0,082	2,925	0,290	1,200	1,409	1,000	1,200	0,110
975 = SLC	5	0,119	2,900	0,298	1,200	1,403	1,000	1,200	0,143
2475	2	0,183	2,867	0,301	1,200	1,389	1,000	1,200	0,198

Tabella da cui si desumono le accelerazioni al suolo in base ai relativi tempi di ritorno

Rischio liquefazione

Depositi incoerenti

Preso atto⁵ che il sottosuolo è privo di circolazione idrica fino ad almeno 11 metri di profondità, i più superficiali orizzonti ghiaio-sabbiosi o limo-sabbiosi non possono essere soggetti a deformazioni per liquefazione indotta dal sisma di progetto.

Ciò premesso, il rischio di liquefazione del sottosuolo oltre i 12 m dal p.c può essere escluso in quanto i depositi sono caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio V_{s1} (desunti dalle V_s ricavate dalla prova Masw e normalizzati alla pressione atmosferica: cfr. tabella allegata), sempre superiori a 600 m/s; come è noto, in base a quanto riportato in "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops" (2001), il fenomeno di liquefazione può verificarsi solo se V_{s1} è inferiore ad un valore di soglia di 215 m/s.

L'aumento della pressione neutra nel corso del sisma atteso sarebbe pressochè trascurabile e conseguentemente l'angolo d'attrito dei depositi incoerenti ghiaio-sabbiosi non sarebbe apprezzabilmente ridotto rispetto a quello caratteristico in assenza di sisma; è quindi ragionevole assumere:

$$\phi'_{sis} = \phi'_r - Df' = \phi'_r$$

Fattori di pericolosità geologica

L'area interessata dal progetto in esame giace in area pianeggiante e stabile, non soggetta a rischio di esondazione né, tanto meno, per sommersione per risalita dell'acqua di falda che giace a oltre 11 m circa di profondità.

L'accelerazione sismica orizzontale massima, sulla verticale del sito, tenendo conto dei coefficienti di amplificazione imposti dalle NTC medesime in merito alle condizioni stratigrafiche (categoria B) e topografiche (categoria T1) dell'area, per il summenzionato $Tr=475$ anni raggiunge il valore:

$$a_{max} = ag \times S = 0,092 \text{ g} \times 1,2 = 0,110 \text{ g}$$

⁵ anche sulla base dei dati bibliografici in possesso al ns studio

FONDAZIONI DIRETTE - CALCOLO PORTANZA

Da informazioni fornite dal progettista il piano di posa dei plinti di fondazione ipotizzato sarebbe posto a $-8,5$ metri sotto il p.c. e pertanto, in base alla stratigrafia desunta dalle indagini eseguite, ricadrebbe entro il sottosuolo ghiaioso.

Il carico unitario ammissibile delle opere di fondazione a fronte del rischio di rottura del sedime ghiaioso e in condizioni sismiche, viene di seguito valutato con la nota relazione di BRINCH-HANSEN (come riportata nell'Annex D dell'EC7), valida per terreni assimilabili a mezzi incoerenti, la cui resistenza al taglio è governata dall'angolo d'attrito drenato (a volume costante) ϕ_{cv} .

Formule utilizzate

Brinch-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici ed applicando i coefficienti parziali imposti dalle NTC 2008 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I)

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Fattori correttivi Paolucci e Pecker

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim}

vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi'}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \times S_T \times a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 ($S_T = 1.0$) T2 ($S_T = 1.20$) T3 ($S_T = 1.20$) T4 ($S_T = 1.40$).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni. Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

Cedimenti di Burland e Burbidge

Il carico ammissibile va commisurato anche al cedimento ammesso dalla struttura; questo sarà una frazione del cedimento assoluto provocato dai sovraccarichi indotti dalle fondazioni per addensamento del sottosuolo ghiaio-sabbioso.

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche (come nel caso in esame), per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

Nel caso in esame si è assunto:

- $\gamma_1 = 1,5$ t/mc = peso di volume del rinterro che sarà steso sul piano di posa;

- $\gamma_2 = 2,1$ t/mc (peso di volume del terreno di fondazione)

- $D_f = 1,20$ m = incastro di fondazione ipotizzato (dislivello tra il piano pavimento finito ed il piano di posa);

- $e = 0$ (in assenza di apprezzabili eccentricità);

- $T = N \times a_{max}$ = in assenza di altre azioni orizzontali oltre a quelle del sisma, essendo $a_{max} = 0,110g$.

I valori di γ_R e ϕ variano a seconda dell'approccio di cui alle NTC 2008:

- per la combinazione A1+M1+R1:

$\gamma_R = 1,0$; $\varphi = \varphi_{cv} = 36^\circ$;

- per la combinazione A2+M2+R2:

$\gamma_R = 1,8$; $\varphi = \arctan [\tan(\varphi_{cv})/1,25] = 30^\circ$;

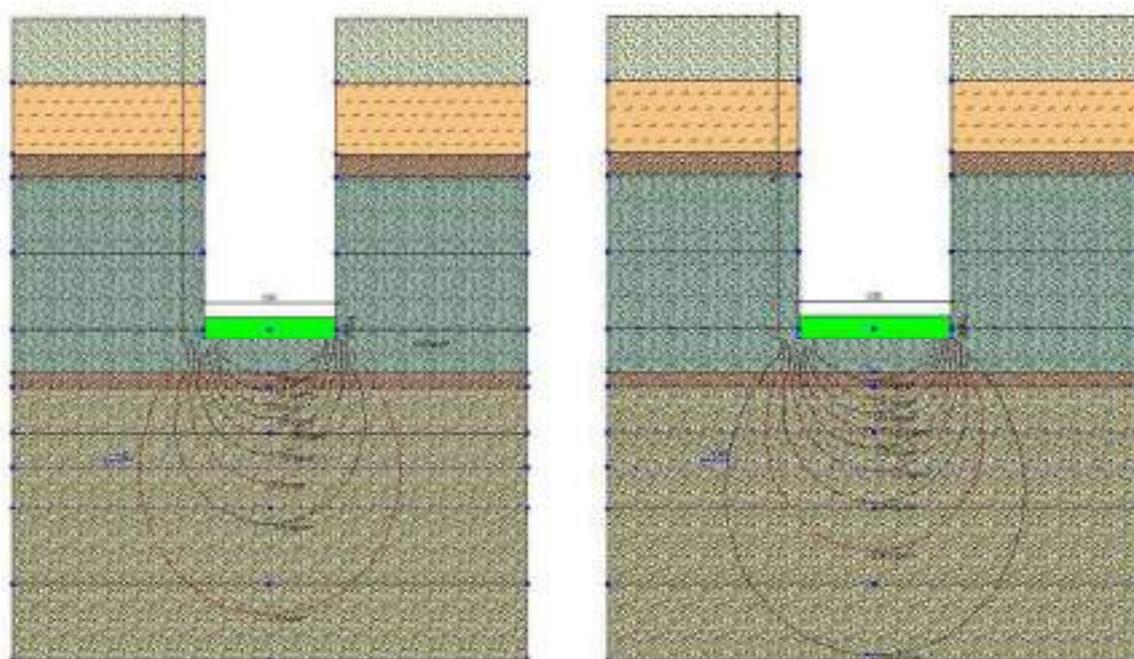
- per la combinazione A1+M1+R3:

$\gamma_R = 2,3$; $\varphi = \varphi_{cv} = 36^\circ$.

Ai sensi delle NTC 2008 il rapporto tra resistenze ed azioni, ovvero il coeff. di sicurezza a rottura F_s , deve risultare:

$$F_s = R_d/E_d = q_{lim}/(q - q_0) > 1,0$$

essendo q il carico unitario trasmesso sul piano di posa dalla base efficace della fondazione con lati di base $B'=B-2e$ ed $L'=L-2e$ (ovvero al netto di eventuali eccentricità).



Calcolo dei cedimenti indotti applicando carico di esercizio pari a 4kg/cmq al variare delle dimensioni del plinto di fondazione da 3,5 a 4 m. La profondità interessata dalle sollecitazioni raggiunge, nel caso più gravoso, i 9m circa al di sotto del piano di posa della fondazione

Carico limite

Con i parametri e le relazioni summenzionate si sono quindi calcolati il carico unitario limite ed il carico assiale (escluso il peso proprio della fondazione) alla base del plinto quadrato di progetto con larghezza efficace di base $B'=B-2e=3,5$ metri verificando che a tale carico unitario corrisponda un coeff. di sicurezza $F_s=q_{lim}/(q_{amm}-q_0)>1,0=1,1$ in presenza del sisma atteso: in tale situazione il cedimento indotto da un carico di esercizio $q = q_{lim}$ raggiunge valori elevati, di norma inammissibili per la struttura in progetto.

Come accennato in premessa, si è altresì eseguito un ulteriore calcolo incrementando la larghezza efficace della fondazione a 4,0m; è stato così possibile

fornire una indicazione di massima nel caso fosse necessario incrementare il sovraccarico di progetto contenendo entro limiti accettabili i relativi cedimenti indotti.

Carico ammissibile e cedimenti

Ciò premesso, con i parametri summenzionati, si è quindi calcolato il carico unitario ammissibile alla base della fondazione così ipotizzata, incrementando il sovraccarico da 2 a 4 kg/cmq, utilizzando la relazione di BRINCH-HANSEN (cfr. Annex D dell'EC7 in prEN 1997-1), con i coefficienti parziali delle NTC 2008 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I), verificando che:

- a tale carico unitario corrisponda un coeff.di sicurezza a rottura $F_s = q_{lim}/(q_{amm}-q_0) > 1,1$;
- il cedimento indotto da tali fondazioni, sollecitate da un carico di esercizio $q = q_{amm}$, sia contenuto ed ammissibile dalla struttura.

Dimensioni Fondazione	Condizioni	Approccio1 Combinazioni	Carico Limite Kg/cmq	CARICO D'ESERCIZIO AMMISSIBILE IN FUNZIONE DEL CEDIMENTO		
				Carico Assiale T	Cedimenti	
					Kg/cmq	mm
B'=B-2e=3,5m Incastro=1,2m	Drenate	A1+M1+R1	28,61	245	2	3
		A2+M2+R2	18,78	367	3	7
		Sisma	12,61	490	4	10
B'=B-2e=4m Incastro=1,2m	Drenate	A1+M1+R1	29,55	320	2	4
		A2+M2+R2	13,12	480	3	8
		sisma	12,94	640	4	12

Il coeff. di sottofondo o di Winkler di tali fondazioni, pari al rapporto tra il sovraccarico agente sul piano di posa al netto del peso del terreno rimosso dagli scavi, ed il corrispondente cedimento assoluto, può essere calcolato con la relazione:

$$K_r = Dq/w$$

Scorrimento

Per la verifica della sicurezza allo scorrimento sul terreno di fondazione ghiaioso dotato di angolo di attrito drenato (a volume costante) $\varphi_{cv} = 36^\circ$, si potrà fare riferimento alle seguenti resistenze al taglio:

-in condizioni drenate, ai sensi del D.M.14/01/08:

- per la combinazione A1+M1+R1:

$$S_d = N'x[\tan(\varphi)/\gamma M]/\gamma R = N' x [\tan(36^\circ)/1,0]/1,0 = N' x 0,72$$

- per la combinazione A2+M2+R2:

$$S_d = N' \times [\tan(\varphi) / \gamma M] / \gamma R = N' \times [\tan(36^\circ) / 1,25] / 1,1 = N' \times 0,52$$

- per la combinazione A1+M1+R3:

$$S_d = N' \times [\tan(\varphi) / \gamma M] / \gamma R = N' \times [\tan(36^\circ) / 1,0] / 1,1 = N' \times 0,66$$

essendo N' il carico verticale trasmesso sull'area efficace della base di fondazione (di ampiezza pari a $B-2e$), γM i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.2.II. delle NTC 2008 e γR i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.4.I. delle NTC medesime.

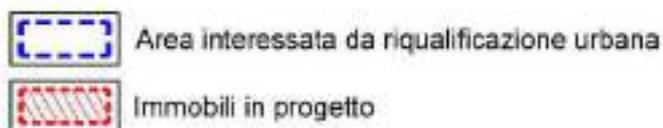
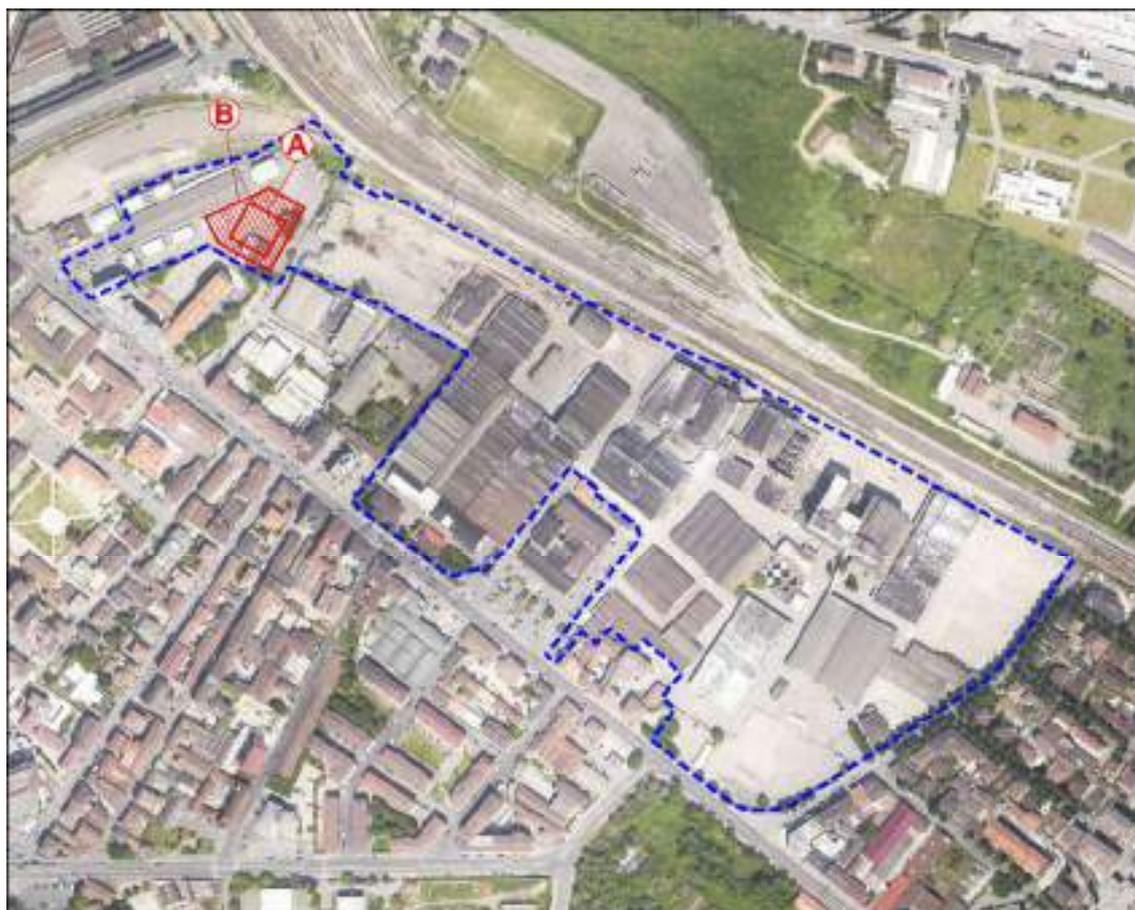


Foto aerea con individuazione delle aree edificande

FRONTI DI SCAVO

Lungo i lati perimetrali, gli scavi richiesti per alloggiare l'interrato in progetto si eleveranno per almeno 8,5 metri, dal circostante piano di campagna fino al piano di posa delle fondazioni perimetrali.

Gli scavi nel tratto superiore si svolgeranno interamente entro la coltre di riporto e limo-argillosa superficiale; in virtù della loro coesione, di tali materiali potrebbero anche conservarsi stabili, sul breve termine, con inclinazione subverticale restando però soggetti al rischio di crollo anche improvviso, specie in presenza di filtrazioni idriche.

Per garantire la sicurezza del personale sarebbe opportuno che il tratto superiore degli scavi venga profilato con angolo di scarpa inferiore a 30 gradi sull'orizzontale.

Il tratto inferiore degli scavi interesserà invece i depositi alluvionali ghiaio-sabbiosi e ciottolosi di elevato addensamento: per garantirne la stabilità essi dovrebbero essere profilati con inclinazione non superiore all'angolo d'attrito drenato.

Con tale inclinazione non può comunque essere escluso il rischio di crollo anche improvviso, dovuto ad eventuale progressiva perdita dell'umidità naturale del sottosuolo o alla saturazione dei materiali provocata da eventi meteorici; da non trascurare le vibrazioni indotte dai mezzi di cantiere o da eventi sismici.

Considerando inoltre che l'ingombro richiesto a tergo di fronti così profilati potrebbe non essere compatibile con le fasi di lavoro in progetto potrebbero rendersi necessarie adeguate opere di sostegno.

Ciò premesso sui muri perimetrali agirà la spinta del rinterro che sarà steso tra il muro ed il fronte medesimo, che dovrà essere calcolata in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno naturale incassante, di prevalente natura ghiaio-sabbiosa, cui possono essere attribuiti i seguenti valori caratteristici:

- peso di volume naturale: $\gamma \approx 2,1$ t/mc
- angolo d'attrito drenato: $\phi_{cv} = 33^\circ$

Alla spinta del terreno, in via cautelativa, dovrà essere aggiunta quella dell'acqua che potrebbe infiltrarsi nel rinterro o circolare nella coltre superficiale.

Sarà buona norma che le murature perimetrali del costruendo interrato siano adeguatamente impermeabilizzate ad evitare l'infiltrazione delle acque eventualmente circolanti nel sottosuolo.

Vista la profondità del piano di posa delle fondazioni, -8,5m dal p.c., e la quota di massima risalita della falda nel sottosuolo (che in base ai dati disponibili nel 1978 ha raggiunto -9m dal p.c.) potrebbe rendersi necessaria l'impermeabilizzazione del piano inferiore di calpestio.

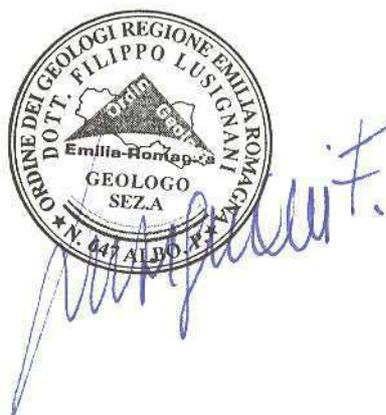
CONCLUSIONI

Risulta importante ricordare che il modello geotecnico considerato, come più volte sottolineato, è stato estrapolato dalle risultanze di indagini geognostiche che, nel caso del sondaggio a carotaggio continuo, si collocano ad oltre 300m di distanza dall'intervento edilizio in oggetto.

Le stratigrafie e i parametri geotecnici riportati nel presente rapporto tecnico devono essere considerati di larga massima; nella futura fase progettuale esecutiva, tali dati dovranno essere verificati in sito per ogni singolo intervento, con ulteriori e più approfondite indagini geognostiche e geotecniche. Le future indagini dovranno soddisfare il vincolo della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel cosiddetto "*volume significativo*"⁶ espressamente richiamato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni nonché nelle "Raccomandazioni AGI, 1977" e nell'Eurocodice EC7. Il numero, la profondità e la disposizione planimetrica delle verticali di esplorazione dovranno essere stabilite in base alla forma e all'estensione del "volume significativo interagente con le fondazioni".

Si rammenta che il "volume significativo" da investigare, al di sotto del piano di posa,⁷ è usualmente di profondità non inferiore a "*uno o due volte B*" intendendo B il lato minore dell'edificio.

In merito alle indagini e/o eventuali scavi da eseguirsi si ricorda che l'area è a rischio di rinvenimento ordigni bellici; ulteriori fasi d'indagine dovranno essere precedute da svincolo bellico dei punti di prova.



⁶ Ai sensi delle N.T.C. 2008, al paragr. 3.2.2., per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

⁷ I corpi di fabbrica denominati A, B, F, G, H I, L, sono dotati di n.2 piani interrati con piano di posa a -8,50 m dal p.c.

I corpi di fabbrica denominati R, T sono dotati di n.1 piano interrato con piano di posa a -5 m dal p.c.

COMUNE DI PIACENZA

PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI" CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROPONENTE



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL

VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

**Zona Commerciale / Terziario-residenziale - "Immobili F,G,H,I,L"
RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA
e SISMICA PRELIMINARE**

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI

VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e.mail: glusig@tin.it

FIRME



NOTE

I progettisti si riservano, a termini di legge, la proprietà del presente documento. La riproduzione anche parziale è vietata

CONSEGNA

MARZO 2017

COMUNE DI PIACENZA

Provincia di Piacenza

**ACCORDO DI PROGRAMMA
"MOLINO DEGLI ORTI"
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**

**Zona Commerciale/Terziario-residenziale
"Immobili F, G, H, I, L"**

Relazione geologica-geotecnica e sismica preliminare

Committente:

Consorzio Agrario Terrepadane s.c.r.l.

Via Colombo 35

29122 Piacenza

Iusignani

dott. filippo

servizi di geologia
cave ed ambiente

Marzo 2017

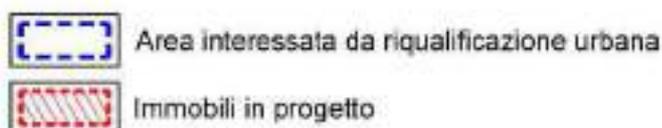
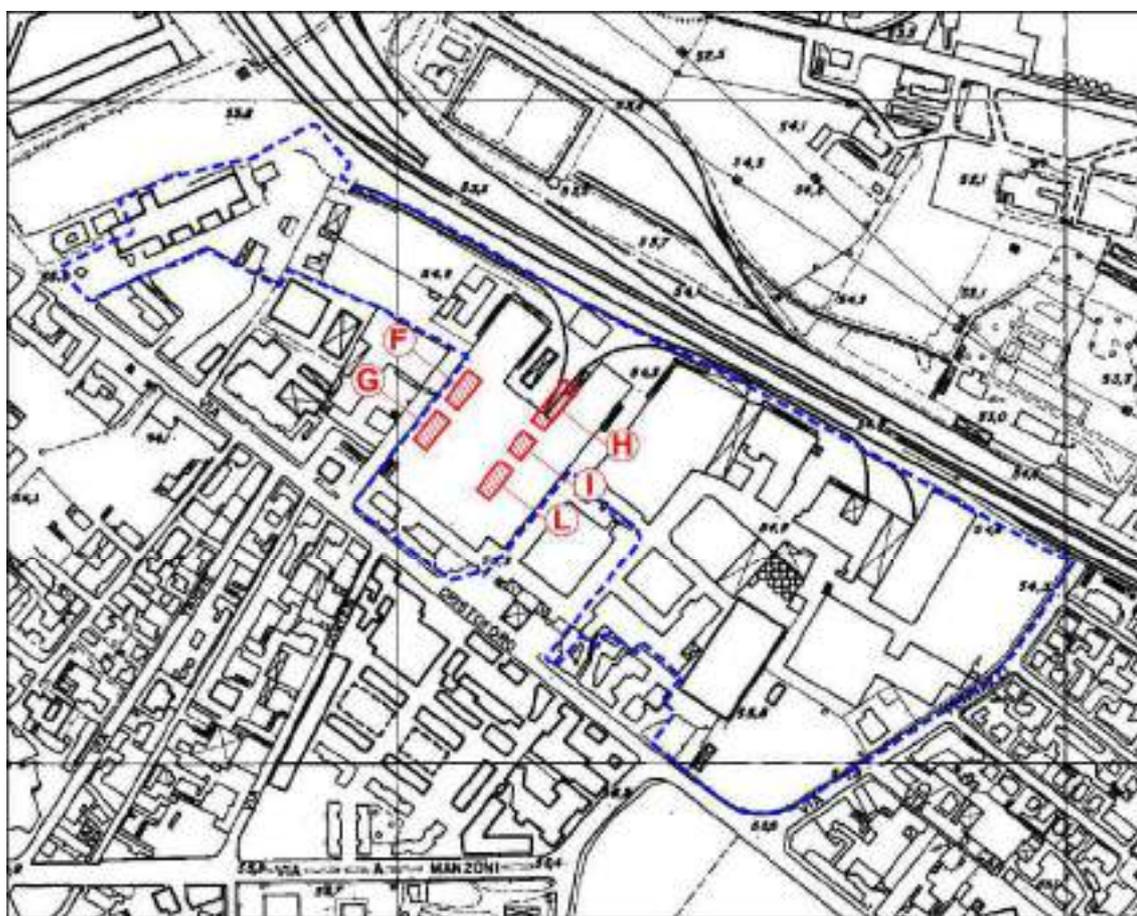
INDICE

PREMESSA	pag. 3
Interventi in progetto	pag. 4
INQUADRAMENTO GEOLOGICO	pag. 5
INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	pag. 6
INDAGINI GEOGNOSTICHE CONSIDERATE PER LA STIMA DEL MODELLO GEOTECNICO	pag. 7
MODELLO GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO	pag. 12
SISMICITA'	pag. 13
FONDAZIONI DIRETTE – CALCOLO PORTANZA	pag. 19
FRONTI DI SCAVO	pag. 26
CONCLUSIONI	pag. 27

PREMESSA

L'area oggetto del PUA "Molino degli Orti", di estensione pari ad oltre 120.000 mq, è stata recentemente oggetto di uno studio geologico a carattere generale (gennaio 2017) nonché di una campagna di indagini geognostiche (febbraio 2017), consistita nell'esecuzione di 12 trincee a mezzo escavatore idraulico (spinte a circa 3m dal p.c) e da tre sondaggi a carotaggio continuo, volte alla caratterizzazione geotecnica di massima del sottosuolo.

Ciò premesso, al fine di un preliminare dimensionamento delle opere di fondazione relative al progetto di realizzazione di una "Zona a destinazione Commerciale/Terziario-Residenziale" nella porzione centrale del complesso in studio, il presente approfondimento tecnico ha dovuto in primo luogo estrapolare le caratteristiche geotecniche del sottosuolo dalle prove eseguite nelle sue più immediate vicinanze.



Corografia delle aree di intervento

La definizione di un *"modello geotecnico presunto"* ha quindi permesso di eseguire le verifiche richieste¹ partendo da un iniziale dimensionamento fondazionale fornito dal progettista.

E' stata altresì valutata l'ipotesi di un incremento delle dimensioni della fondazione per ottenere preliminari indicazioni nel caso in cui fosse necessario aumentare i carichi di progetto.

Intervento in progetto

La tipologia di fabbricato in progetto prevede la realizzazione n.2 piani del tutto interrati, con piano di posa delle fondazioni dirette a -8,50 metri sotto il piano di campagna, nonché 8 piani fuori terra.

Il Progettista ci ha segnalato che il fabbricato poggerà su fondazioni continue di spessore non inferiore a 0,60 metri e larghezza minima "efficace" $B'=B-2e= 1,8$ metri.

¹ *che ricordiamo devono essere considerate di grande massima*

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in esame si colloca nella porzione sud-occidentale dell'area dell'Ex Consorzio Agrario, in fregio a Via Colombo; essa giace ad una quota prossima a m 54,5 s.l.m nella pianura a Sud del F.Po, da cui dista meno di 1 km, mentre il F. Trebbia e il torrente Nure, svolgono i loro corsi a circa 6 km di distanza rispettivamente ad Ovest e ad Est. L'area in esame allo stato si presenta pianeggiante e stabile in assenza di particolarità morfologiche di rilievo; essa ricade in quel settore della pianura pedemontana distale che borda la fascia di meandreggiamento vera e propria del Fiume Po, ma rientra in una vasta area che si estende ad Est della città, interessata da fenomeni di esondazione "medio-recenti" avvenuti in epoca Olocenica.

Il substrato geolitologico dell'area in esame, secondo la C.G.I. scala 1:100.000, appartiene ai depositi del Quaternario continentale, cui corrispondono i depositi della fase Olocenica post-glaciale noti nella Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000 (F.72 "Fiorenzuola d'Arda"), con il nome di "*Alluvioni medio-recenti*".

In base alla più recente "CARTA GEOLOGICA DELLA PIANURA", basata sulla nuova ricostruzione stratigrafica adottata dalla RER², che distingue unità allostratigrafiche legate a cicli di eventi deposizionali (UBSU o sintemi³), l'area in esame ricade entro i depositi del Subsistema di Ravenna (AES8); trattasi di depositi che negli orizzonti superficiali presentano natura prevalentemente limo-argillosa e limo-sabbiosa di spessore discontinuo che celano un substrato ghiaioso di parecchie decine di metri di spessore ove le litologie grossolane costituiscono estesi corpi tabulari, interdigitati da cunei di materiale fine (limi o argille).

² *nell'ambito degli studi per la realizzazione della nuova Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 in corso di realizzazione*

³ *che corrispondono a unità stratigrafiche delimitate da superfici di discontinuità*

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Sotto l'aspetto idrogeologico, l'area in esame ricade nella zona di interdigitazione dei depositi di conoide distale del T.Nure e del F.Trebbia con quelli prossimi di paleo-alveo e barra fluviale del Fiume Po.

L'analisi storica sui dati freaticometrici disponibili per l'area in studio ha consentito di trarre alcune considerazioni di carattere generale circa le caratteristiche e l'andamento della superficie piezometrica e del campo di moto della falda:

- la falda presenta un regime idraulico a pelo libero;
- l'andamento del flusso idrico sotterraneo ha direzione prevalente verso nord-nord-est;
- l'andamento della superficie piezometrica è sostanzialmente regolare;
- si nota una progressiva riduzione del gradiente idraulico da sud verso nord.
- l'oscillazione del livello di falda è contenuto nell'ordine di 2/3 metri
- i livelli piezometrici misurati nella primavera 1978 costituiscono il massimo assoluto del periodo trentennale (soggiacenza dell'ordine di 9 m).
- mediamente il tetto di falda può essere considerato posto a circa 10/11 metri dal p.c.
il gradiente idraulico può essere considerato compreso fra 0,05 e 0,15%.

INDAGINI GEOGNOSTICHE CONSIDERATE PER LA STIMA DEL MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Ai fini della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, in questa fase preliminare, le indagini e i dati litostratigrafici che sono stati presi da riferimento sono:

- sondaggio a carotaggio n. 1
- sondaggio a carotaggio n. 2
- linea sismica MASW

E' doveroso sottolineare che le indagini considerate, non risultano ubicate all'interno dell'area edificando ma solo al suo contorno (sondaggi).

Ciò premesso, risulta necessario, in fase di redazione del progetto definitivo, eseguire appropriate indagini entro l'area in esame al fine di verificare l'effettiva rispondenza del modello geotecnico/stratigrafico utilizzato per la redazione del presente rapporto tecnico.

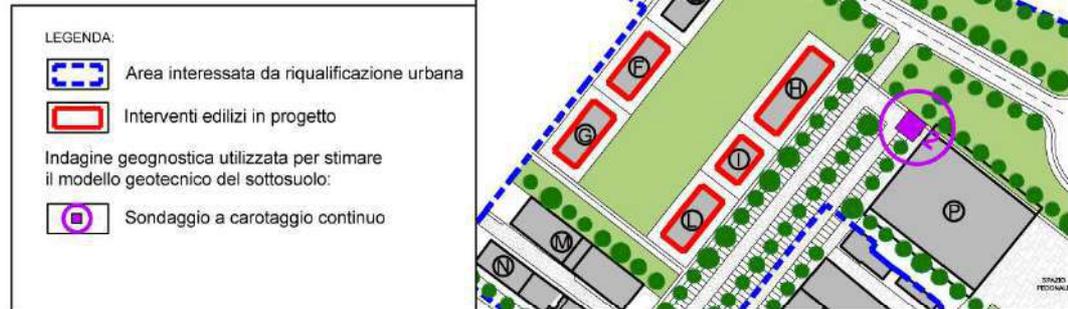


Fasi dell'esecuzione di una delle prove SPT in foro

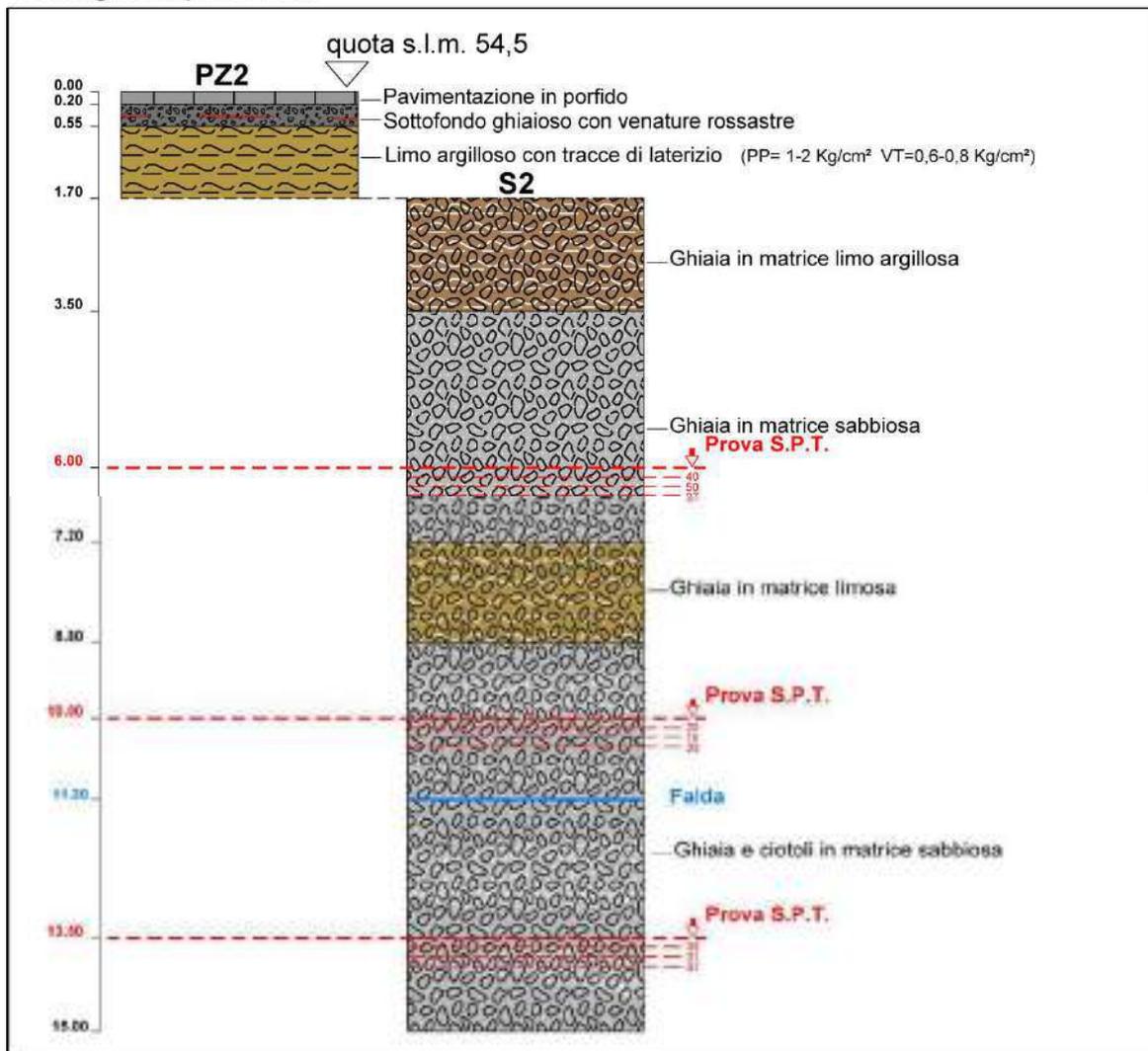
AREA A DESTINAZIONE COMMERCIALE, TERZIARIO, RESIDENZIALE, RESIDENZIALE CONVENZIONATO

(Immobili F - G - H - I - L)

Ubicazione



Stratigrafia presunta:



Linea sismica MASW

Al fine di valutare la successione stratigrafica del terreno di fondazione oltre la profondità raggiunta dai sondaggi e per definire (in conformità alle NTC 2008) la velocità delle onde trasversali nel primo sottosuolo si è fatto riferimento allo stendimento sismico multicanale con procedura MASW, esteso parallelamente alla linea ferroviaria MI-BO pressoché centrato sul sondaggio S3.



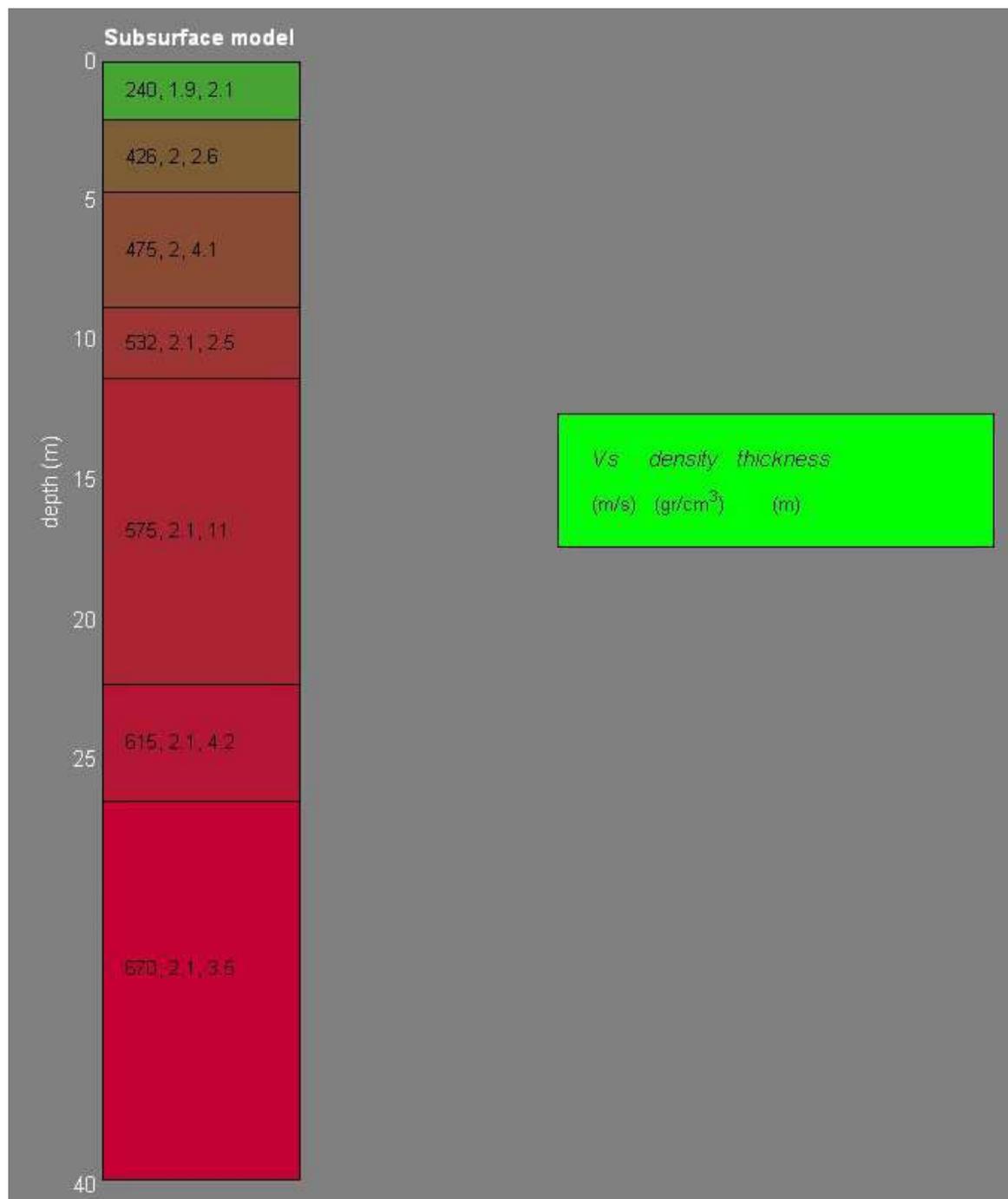
Ubicazione intervento edilizio in riferimento all'esecuzione della prova MASW

Come illustrato nella tabella allegata alla presente, il valore V_s del primo sismostrato, resta di poco inferiore ai 250 m/s e ben corrisponde al riporto e allo strato superficiale limo-argilloso attraversato dalle trincee esplorative.

Più al di sotto il sottosuolo migliora con la profondità le proprie caratteristiche meccaniche presentando valori crescenti delle V_s da 426 a oltre 600 m/s raggiungendo $V_s = 670$ nel sismostrato basale: tali orizzonti ben corrispondono ai depositi alluvionali ghiaiosi rinvenuti nel corso dei sondaggi geognostici e sono in buona concordanza con la stratigrafia delle numerose prove e indagini pregresse in zone circostanti.

Ai fini della identificazione della categoria di suolo sismico, le NTC prevedono che la classificazione sia effettuata in base alla determinazione del valore della velocità equivalente VS_{30} di propagazione entro i primi 30 metri.

Per fondazioni superficiali, ai sensi dei dettami contenuti nel paragrafo 3.2.2 delle medesime norme, tale profondità deve essere riferita al piano di imposta delle stesse: utilizzando l'equazione 3.2.1 è stato quindi necessario effettuare il calcolo partendo da -8,5 m rispetto all'attuale piano di campagna. Il valore delle VS_{30} è risultato pari a 610 m/s, che corrisponde ad un "suolo di fondazione di tipo B".



Sismostratigrafia desunta dalla prova MASW

Piacenza, Area Ex Consorzio - Velocità Vs e moduli elastici del sottosuolo indagato dalla linea sismica MASW

velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs

modulo di taglio a piccole deformazioni: $G_0 = \rho \times (Vs)^2 = \gamma/g \times (Vs)^2$

coeff. di Poisson: $\nu = f(Vs)$

modulo di Young a piccole deformazioni: $E_0 = 2 \times G_0 \times (1+\nu)$

modulo elastico equivalente: $E_s = E_0 \times [1 - (1/f_s)^{0,3}] \approx 0,16 \times E_0$ per $F_s = q/q_{lim} = \varphi_R(R2) = 1,8$

modulo elastico equivalente: $E_s = E_0 \times [1 - (1/f_s)^{0,3}] \approx 0,20 \times E_0$ per $F_s = q/q_{lim} = \varphi_R(R2) = 2,3$

pressione geostatica verticale al centro dello strato considerato: σ'_{vo}

$Vs1 = Vs \times (Pa/\sigma'_{vo})^{0,25}$ = velocità delle onde trasversali normalizzata alla pressione $Pa=100$ Kpa (per verifica liquefazione: cfr. NCEER 2001)

$M60 = (G_0/15,56)^{1/0,68}$; $M160 = N60 \times 3/(2+\sigma'_{vo})$ con σ'_{vo} in Kpa; $Dr = (N160/60)^{0,5}$; $Fliq =$ coeff. di sicurezza a liquefazione per lo SLV: cfr. NCEER 2001 ($Fliq = n.l.$ = strato non lique

$\phi'p = 20^\circ + (15,4 \times N160)^{0,5}$; $\phi'r = f(\sigma'_{vo}, Dr, \phi'p)$: cfr. BOLLTON; $\psi_{sis} = f(H2O, Fliq, \phi't)$; se $Fliq = n.l.$ $\phi'_{sis} = \phi'r$

$Vp =$ velocità delle onde longitudinali

$Pl =$ pressione unitaria limite pressiometrica

$Kp =$ coeff. funzione del tipo di terreno a base micropalo

$qp = Kp \times Pl =$ carico unitario limite a base micropalo

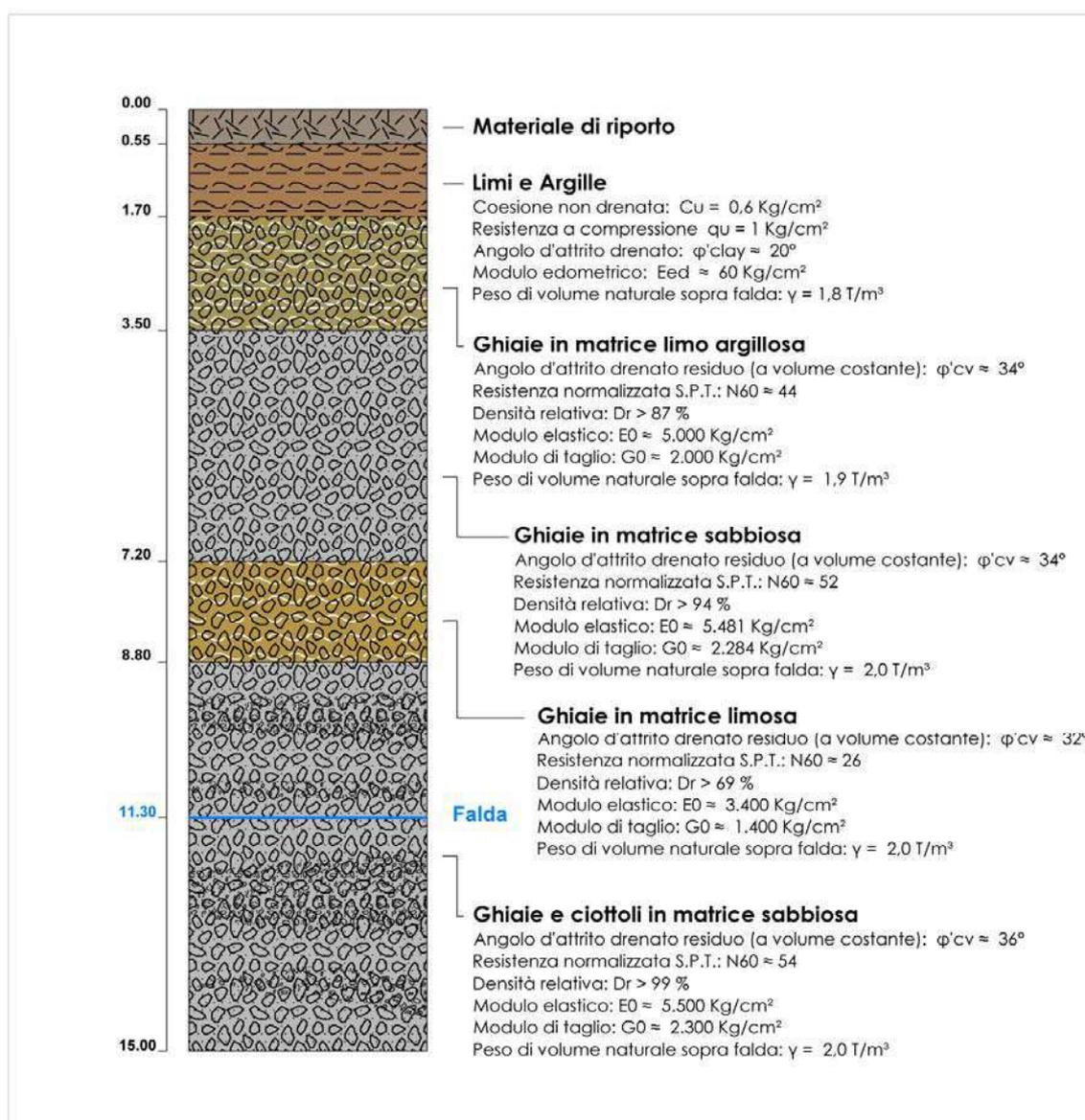
$s = f(Pl, \text{terreno incassante}) =$ adesione unitaria limite al contorno micropalo

Spessore strati m	Prof. strati da m	densità strati t/mc	Vs strati m/s	Go strati Mpa	v strati	Eo strati Mpa	Es strati Mpa		Prof. H2O m	σ'_{vo} media t/mq	Vs1 strati m/s	Vp strati m/s	litologia strati	Fliq strati	$\phi'r$ strati °	ϕ'_{sis} strati °	Pl strati Mpa	Kp strati	qp strati Mpa	s strati	
							$f(F_s = \varphi_R = 1,8)$	$f(F_s = \varphi_R = 2,3)$													
0,3	0,0	1,88	475	108	0,34	292	47	58	≥ 11	0,28	1159	493	ghiaia	n.l.	24,3	24,3	6,63	1,2	7,95	0,66	
2,5	0,3	2,03	532	369	0,36	1003	160	201	≥ 11	3,10	713	911	ghiaia	n.l.	31,5	31,5	6,75	1,2	8,10	0,68	
10,9	2,8	2,05	575	462	0,35	1243	199	249	≥ 11	16,81	505	977	ghiaia	n.l.	36,6	36,6	6,75	1,2	8,10	0,68	
4,2	13,7	2,08	615	589	0,35	1593	255	319	≥ 11	32,35	459	1116	ghiaia	n.l.	38,6	38,6	6,75	1,2	8,10	0,68	
3,5	17,9	2,09	670	692	0,34	1858	297	372	≥ 11	40,38	473	1175	ghiaia	n.l.	39,2	39,2	6,75	1,2	8,10	0,68	
8,5	21,4	2,12	670	801	0,36	2171	347	434	≥ 11	53,05	441	1299	ghiaia	n.l.	40,1	40,1	6,75	1,2	8,10	0,68	
≈0	29,9	2,11	670	946	0,30	2456	393	491	≥ 11	62,16	424	1249	ghiaia	n.l.	40,5	40,5	6,75	1,2	8,10	0,68	
																			Vs30 =		610

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

In base ai dati desunti dalle sopra citate indagini, il modello geotecnico del sottosuolo preso da riferimento per la verifica del dimensionamento fondazionale richiesta è il seguente:

Modello geotecnico presunto



Modello geotecnico presunto utilizzato nel presente studio

SISMICITA'

Il territorio comunale di Piacenza, precedentemente non classificato, è stato ascrivito dall'Ordinanza P.C.M. n.3274 a zona sismica di tipo 4.

I valori delle azioni sismiche sono stati ulteriormente precisati dalle NTC di cui al D.M.14/01/08, entrate in vigore dal 01/07/09.

Nella tabella allegata si sono riportati i valori (desunti dal foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. in funzione delle coordinate geografiche del sito in esame), dei parametri a_g (accelerazione orizzontale massima), F_0 (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), per il sito in esame per tempi di ritorno T_r variabili da 30 a 2475 anni, cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr}\%$ variabile dall'81 al 2% in 50 anni.



Schermata foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. per individuazione pericolosità del sito

In particolare, per $T_r=475$ anni risulta $a_g=0,092g$: per tale valore va calcolato lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV nel caso di opere con vita utile o nominale $V_N = 50$ anni e classe d'uso II ($CU = 1,0$), di cui alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008.

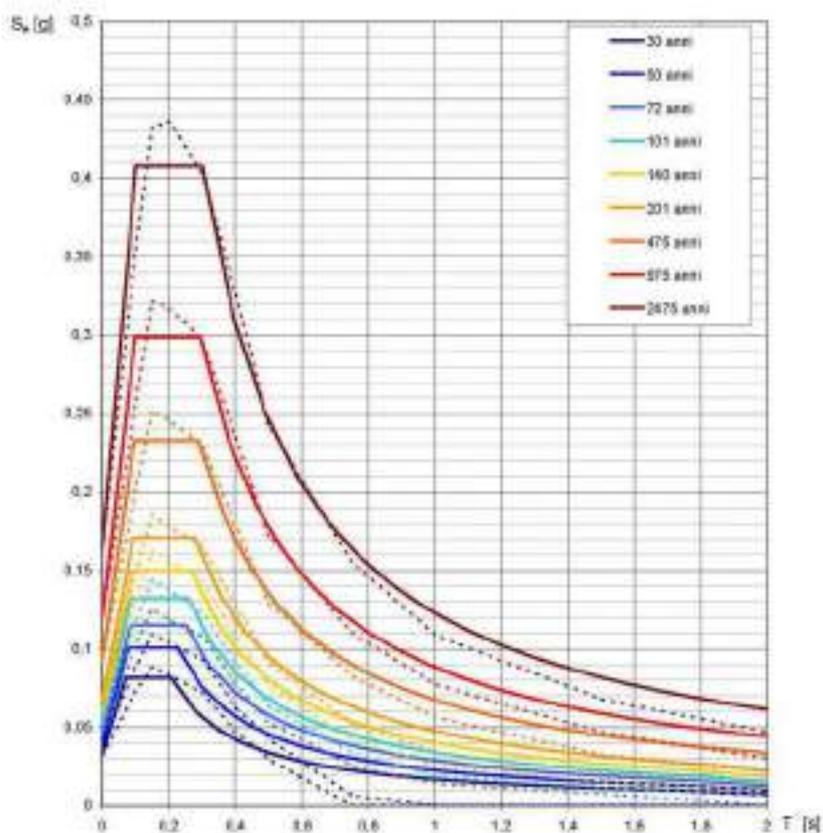
Valori dei parametri a_g , F_a , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_a [-]	T_C^* [s]
30	0,032	2,535	0,207
50	0,039	2,577	0,228
72	0,045	2,537	0,249
101	0,052	2,553	0,256
140	0,058	2,572	0,269
201	0,067	2,547	0,278
475	0,092	2,525	0,290
975	0,119	2,500	0,296
2475	0,163	2,467	0,301

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

I valori dei parametri sismici in riferimento al tempo di ritorno considerato

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa; con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

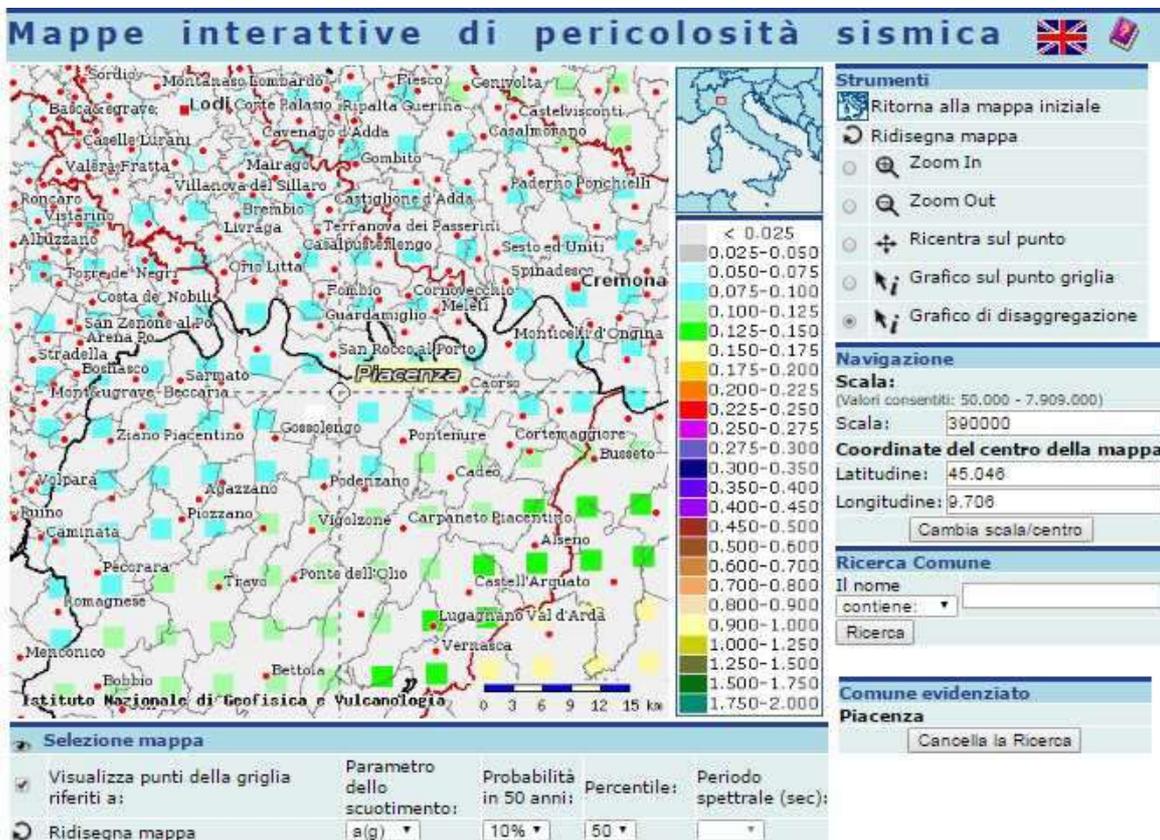
Spettri di risposta elastici per i vari tempi di ritorno considerati

Come riportato alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008, per la classe II la vita di riferimento VR vale:

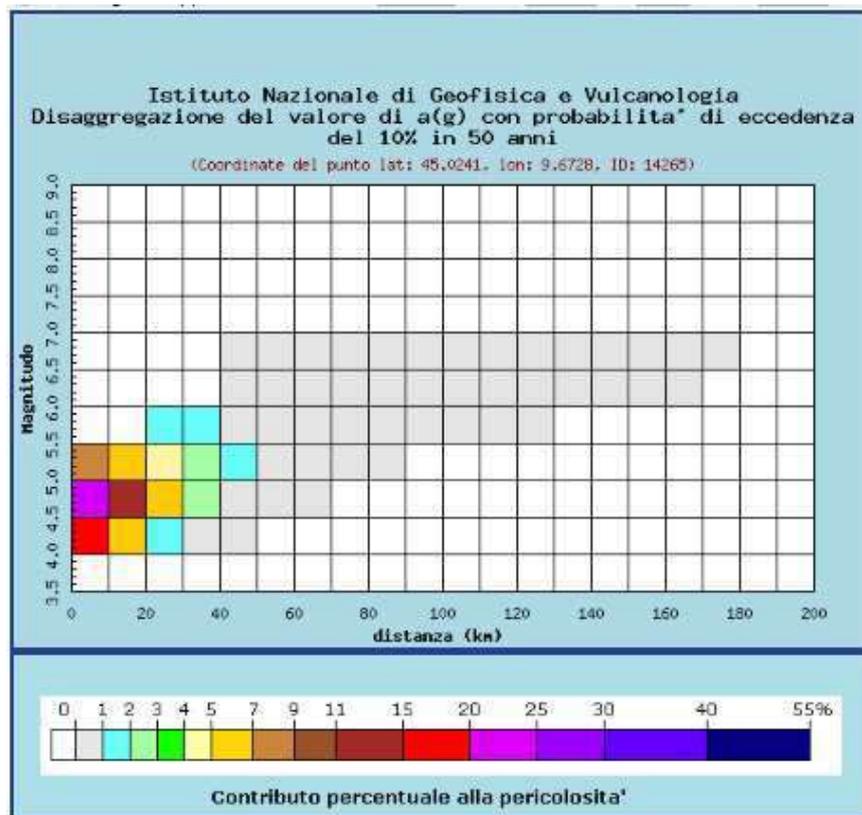
$$VR = VN \times CU = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Da ricordare che le azioni sismiche desunte dal foglio di calcolo del C.S.L.P. sono valide per sito di riferimento rigido orizzontale; diversamente esse vanno incrementate in funzione della categoria topografica dell'area e della categoria del sottosuolo sotteso dalle opere in progetto.

Dalla pagina del sito dell'INGV (Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano), sono stati inoltre desunti i parametri di disaggregazione del sito in esame ovvero i valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di superamento del 10% in 50 anni in base ai dati di pericolosità sismica nazionale.



Mappa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1



Dati di disaggregazione (variabilit  in termini di magnitudo e distanza)

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilit� di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.0241, lon: 9.6728, ID: 14265)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	17.800	23.400	8.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	6.800	12.300	6.450	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	1.920	5.080	4.110	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.388	2.130	2.510	1.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.017	0.628	1.390	0.939	0.198	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.092	0.622	0.694	0.346	0.064	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.003	0.195	0.406	0.303	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.044	0.196	0.192	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.006	0.103	0.128	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.041	0.081	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.050	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.030	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.820	15,400	0.781

Valori di magnitudo-distanza con relativa probabilit  di accadimento del 10% in 50 anni

Amplificazione topografica

Ciò premesso l'intervento sarà eseguito su di un'area pianeggiante e stabile: in conformità alla Tab.3.2.IV delle NTC 2008 il sito va ascritto alla categoria topografica T1 cui corrisponde, ai sensi della Tab.3.2.VI delle NTC medesime, un coefficiente di amplificazione topografica:

$$St = 1,0$$

Categoria di sottosuolo e coeff. di amplificazione stratigrafica

In base alle conoscenze desunte dalla bibliografia, alle indagini pregresse in aree circostanti nonché in base alle indagini considerate per il presente studio, sull'area in esame il sottosuolo, per diverse decine di metri di profondità, è costituito da terreni prevalentemente ghiaio-sabbiosi ben addensati; la prova Masw considerata per il presente studio ha rilevato che la velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali o di taglio nei primi 30 m di profondità (partendo da -8,5 m⁴ dal p.c.) su tali tipi di terreno, calcolata con l'eq.3.2.1. delle NTC 2008, vale Vs30= 610 m/s.

In tale situazione, il sottosuolo va ascritto alla categoria B definita al c.3.2.2. delle NTC 2008 sicché in base alla Tab.3.2.V delle NTC 2008 si assume:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss:

$$1,00 \leq (1,4 - 0,40 \times Fo \times ag/g) \leq 1,20$$

- coefficiente Cc:

$$1,10 \times (Tc^*)^{-0,2}$$

e nella tabella allegata sono riportati i relativi valori in funzione di Tr; in particolare, per Tr = 475 anni risulta Ss = 1,20.

Di conseguenza, in conformità al comma 3.2.3.2. delle NTC 2008, il coeff. di amplificazione, che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, vale quindi per Tr=475 anni:

$$S = Ss \times St = 1,2 \times 1,0 = 1,2$$

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito

L'accelerazione orizzontale massima al suolo sulla verticale del sito in esame per lo stato limite SLV e Pvr=10% è pari a:

$$a_{max} = ag \times S = ag \times Ss = 0,092 \times 1,2 = 0,110 \text{ g}$$

⁴ *quota di progetto del piano di posa delle fondazioni*

EX CONSORZIO AGRARIO - PIACENZA

categoria di sottosuolo tipo:

B

coordinate del sito: Lat. 45.044441°

Long. 9.712222°

Valori dei parametri ag , F_0 , T_0 elaborati con "Spettri NTC ver. 1.0.3" per vita di riferimento VR = 50 anni

tempo di ritorno Tr anni	probabilità di eccedenza in 50 anni %	parametri del sito per sottosuolo di tipo A ag g	F_0	T_0 sec	amplificazione stratigrafica S_0	C_0	amplificazione topografica S_T	amplificazione $S = S_0 \times S_T$	accelerazione al suolo $a_{max} = ag \times S$ g
30 = SLC	51	0,032	2,395	0,207	1,200	1,507	1,000	1,200	0,038
50 = SLD	63	0,036	2,377	0,228	1,200	1,481	1,000	1,200	0,047
72	50	0,045	2,337	0,249	1,200	1,453	1,000	1,200	0,054
101	38	0,052	2,303	0,268	1,200	1,445	1,000	1,200	0,062
140	30	0,058	2,272	0,289	1,200	1,430	1,000	1,200	0,070
201	22	0,067	2,247	0,278	1,200	1,421	1,000	1,200	0,080
475 = SLV	10	0,082	2,325	0,290	1,200	1,409	1,000	1,200	0,110
975 = SLC	5	0,119	2,300	0,298	1,200	1,403	1,000	1,200	0,143
2475	2	0,183	2,467	0,301	1,200	1,389	1,000	1,200	0,198

Tabella da cui si desumono le accelerazioni al suolo in base ai relativi tempi di ritorno

Rischio liquefazione

Depositi incoerenti

Preso atto⁵ che il sottosuolo è privo di circolazione idrica fino ad almeno 11 metri di profondità, i più superficiali orizzonti ghiaio-sabbiosi o limo-sabbiosi non possono essere soggetti a deformazioni per liquefazione indotta dal sisma di progetto.

Ciò premesso, il rischio di liquefazione del sottosuolo oltre i 12 m dal p.c può essere escluso in quanto i depositi sono caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio V_{s1} (desunti dalle V_s ricavate dalla prova Masw e normalizzati alla pressione atmosferica: cfr. tabella allegata), sempre superiori a 600m/s; come è noto, in base a quanto riportato in "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops" (2001), il fenomeno di liquefazione può verificarsi solo se V_{s1} è inferiore ad un valore di soglia di 215 m/s.

L'aumento della pressione neutra nel corso del sisma atteso sarebbe pressochè trascurabile e conseguentemente l'angolo d'attrito dei depositi incoerenti ghiaio-sabbiosi non sarebbe apprezzabilmente ridotto rispetto a quello caratteristico in assenza di sisma; è quindi ragionevole assumere:

$$\phi'_{sis} = \phi'_r - Df' = \phi'_r$$

Fattori di pericolosità geologica

L'area interessata dal progetto in esame giace in area pianeggiante e stabile, non soggetta a rischio di esondazione né, tanto meno, per sommersione per risalita dell'acqua di falda che giace a oltre 11 m circa di profondità.

L'accelerazione sismica orizzontale massima, sulla verticale del sito, tenendo conto dei coefficienti di amplificazione imposti dalle NTC medesime in merito alle condizioni stratigrafiche (categoria B) e topografiche (categoria T1) dell'area, per il summenzionato $Tr=475$ anni raggiunge il valore:

$$a_{max} = ag \times S = 0,092 \text{ g} \times 1,2 = 0,110 \text{ g}$$

⁵ anche sulla base dei dati bibliografici in possesso al ns studio

FONDAZIONI DIRETTE - CALCOLO PORTANZA

Da informazioni fornite dal progettista il piano di posa della fondazione continua ipotizzato sarebbe posto a $-8,5$ metri sotto il p.c. e pertanto, in base alla stratigrafia desunta dalle indagini eseguite, ricadrebbe entro il sottosuolo ghiaioso.

Il carico unitario ammissibile delle opere di fondazione a fronte del rischio di rottura del sedime ghiaioso e in condizioni sismiche, viene valutato con la nota relazione di BRINCH-HANSEN (come riportata nell'Annex D dell'EC7), valida per terreni assimilabili a mezzi incoerenti, la cui resistenza al taglio è governata dall'angolo d'attrito drenato (a volume costante) ϕ_{cv} .

Formule utilizzate

Brinch-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici ed applicando i coefficienti parziali imposti dalle NTC 2008 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I)

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Fattori correttivi Paolucci e Pecker

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max} / g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \times S_T \times a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 ($S_T = 1.0$) T2 ($S_T = 1.20$) T3 ($S_T = 1.20$) T4 ($S_T = 1.40$).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni. Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

Cedimenti di Burland e Burbidge

Il carico ammissibile va commisurato anche al cedimento ammesso dalla struttura; questo sarà una frazione del cedimento assoluto provocato dai sovraccarichi indotti dalle fondazioni per addensamento del sottosuolo ghiaio-sabbioso.

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche (come nel caso in esame), per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

Nel caso in esame si è assunto:

- $\gamma_1 = 1,5$ t/mc = peso di volume del rinterro che sarà steso sul piano di posa;
- $\gamma_2 = 2,1$ t/mc (peso di volume del terreno di fondazione)
- $D_f = 1,20$ m = incastro di fondazione ipotizzato (dislivello tra il piano pavimento finito ed il piano di posa);
- $e = 0$ (in assenza di apprezzabili eccentricità);
- $T = N \times a_{max}$ = in assenza di altre azioni orizzontali oltre a quelle del sisma, essendo $a_{max} = 0,110g$.

I valori di γ_R e ϕ variano a seconda dell'approccio di cui alle NTC 2008:

- per la combinazione A1+M1+R1:

$\gamma_R = 1,0$; $\varphi = \varphi_{cv} = 32^\circ$;

- per la combinazione A2+M2+R2:

$\gamma_R = 1,8$; $\varphi = \arctan [\tan(\varphi_{cv})/1,25] = 26,5^\circ$;

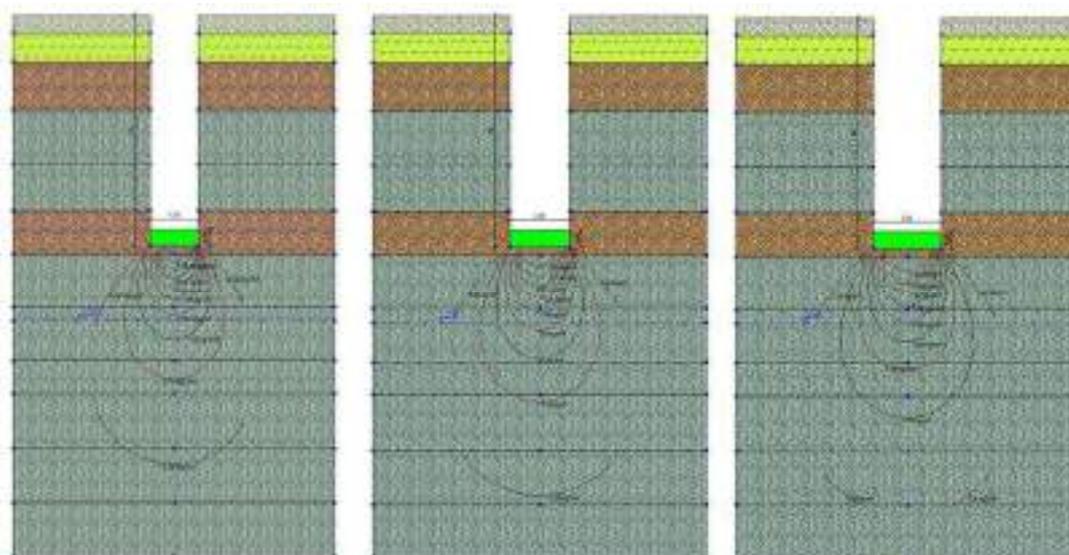
- per la combinazione A1+M1+R3:

$\gamma_R = 2,3$; $\varphi = \varphi_{cv} = 32^\circ$.

Ai sensi delle NTC 2008 il rapporto tra resistenze ed azioni, ovvero il coeff. di sicurezza a rottura F_s , deve risultare:

$$F_s = R_d/E_d = q_{lim}/(q - q_0) > 1,0$$

essendo q il carico unitario trasmesso sul piano di posa dalla base efficace della fondazione con lati di base $B'=B-2e$ ed $L'=L-2e$ (ovvero al netto di eventuali eccentricità).



Calcolo dei cedimenti indotti applicando un carico di esercizio pari a 4kg/cm² al variare della dimensione della fondazione continua da 1,8m, 2,2m e 2,5m. La profondità interessata dalle sollecitazioni raggiunge, nel caso più gravoso, gli 11m circa al di sotto del piano di posa della fondazione

Carico limite

Con i parametri e le relazioni summenzionate si sono quindi calcolati il carico unitario limite ed il carico assiale per metro lineare (escluso il peso proprio della fondazione), alla base della fondazione continua di progetto con larghezza efficace di base $B' = B - 2e = 1,8$ metri e spessore $H=0,6$ m, verificando che a tale carico unitario corrisponda un coeff. di sicurezza $F_s = q_{lim}/(q_{amm} - q_0) > 1,0 = 1,1$ in presenza del sisma atteso: in tale situazione il cedimento indotto da un carico di esercizio $q = q_{lim}$ raggiunge valori elevati, di norma inammissibili per la struttura in progetto. Come accennato in premessa, si è altresì eseguito un ulteriore calcolo incrementando la larghezza efficace della fondazione da 2,2 a 2,5m; è stato così possibile fornire una indicazione di

massima nel caso fosse necessario incrementare il sovraccarico di progetto contenendo entro limiti accettabili i relativi cedimenti indotti.

Carico ammissibile e cedimenti

Ciò premesso, con i parametri summenzionati, si è quindi calcolato il carico unitario ammissibile alla base della fondazione di progetto, incrementando il sovraccarico da 2 a 4 kg/cmq, utilizzando la relazione di BRINCH-HANSEN (cfr. Annex D dell'EC7 in prEN 1997-1), con i coefficienti parziali delle NTC 2008 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I), verificando che:

- a tale carico unitario corrisponda un coeff. di sicurezza a rottura $F_s = q_{lim} / (q_{amm} - q_0) > 1,1$;
- il cedimento indotto da tali fondazioni, sollecitate da un carico di esercizio $q = q_{amm}$, sia contenuto ed ammissibile dalla struttura.

Dimensioni Fondazione	Condizioni	Approccio1 Combinazioni	Carico Limite Kg/cmq	CARICO D'ESERCIZIO AMMISSIBILE IN FUNZIONE DEL CEDIMENTO		
				Carico Assiale T x m	Cedimenti	
					Kg/cmq	mm
B'=B-2e=1,8m Incastro=1,2m	Drenate	A1+M1+R1	11,9	36	2	1,9
		A2+M2+R2	6,11	54	3	4,0
		Sisma	6,02	72	4	6
B'=B-2e=2,2m Incastro=1,2m	Drenate	A1+M1+R1	12,80	44	2	2
		A2+M2+R2	6,45	66	3	5
		sisma	6,35	88	4	7
B'=B-2e=2,5m Incastro=1,2m	Drenate	A1+M1+R1	13,39	50	2	3
		A2+M2+R2	6,69	75	3	7
		sisma	6,58	100	4	10

Il coeff. di sottofondo o di Winkler di tali fondazioni, pari al rapporto tra il sovraccarico agente sul piano di posa al netto del peso del terreno rimosso dagli scavi, ed il corrispondente cedimento assoluto, può essere calcolato con la relazione:

$$K_r = Dq/w$$

Scorrimento

Per la verifica della sicurezza allo scorrimento sul terreno di fondazione ghiaioso dotato di angolo di attrito drenato (a volume costante) $\phi_{cv} = 32^\circ$, si potrà fare riferimento alle seguenti resistenze al taglio:

-in condizioni drenate, ai sensi del D.M.14/01/08:

- per la combinazione A1+M1+R1:

$$S_d = N' \times [\tan(\varphi) / \gamma M] / \gamma R = N' \times [\tan(32^\circ) / 1,0] / 1,0 = N' \times 0,62$$

- per la combinazione A2+M2+R2:

$$S_d = N' \times [\tan(\varphi) / \gamma M] / \gamma R = N' \times [\tan(32^\circ) / 1,25] / 1,1 = N' \times 0,45$$

- per la combinazione A1+M1+R3:

$$S_d = N' \times [\tan(\varphi) / \gamma M] / \gamma R = N' \times [\tan(32^\circ) / 1,0] / 1,1 = N' \times 0,56$$

essendo N' il carico verticale trasmesso sull'area efficace della base di fondazione (di ampiezza pari a $B-2e$), γM i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.2.II. delle NTC 2008 e γR i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.4.I. delle NTC medesime.

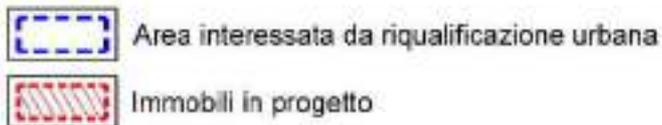
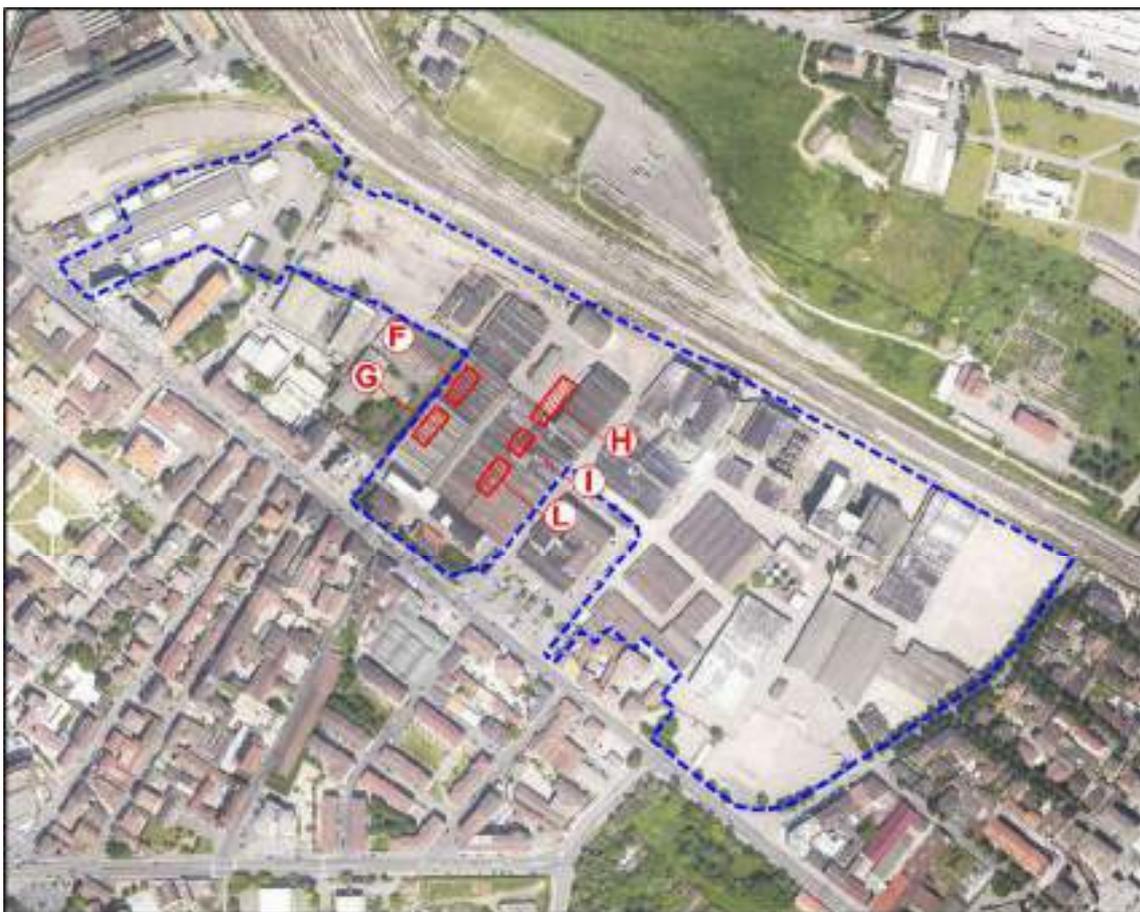


Foto aerea delle aree edificande

FRONTI DI SCAVO

Lungo i lati perimetrali, gli scavi richiesti per alloggiare l'interrato in progetto si eleveranno per almeno 8,5 metri, dal circostante piano di campagna fino al piano di posa delle fondazioni perimetrali.

Gli scavi nel tratto superiore si svolgeranno interamente entro la coltre di riporto e limo-argillosa superficiale; in virtù della loro coesione, di tali materiali potrebbero anche conservarsi stabili, sul breve termine, con inclinazione subverticale restando però soggetti al rischio di crollo anche improvviso, specie in presenza di filtrazioni idriche.

Per garantire la sicurezza del personale sarebbe opportuno che il tratto superiore degli scavi venga profilato con angolo di scarpa inferiore a 30 gradi sull'orizzontale.

Il tratto inferiore degli scavi interesserà invece i depositi alluvionali ghiaio-sabbiosi e ciottolosi di elevato addensamento: per garantirne la stabilità essi dovrebbero essere profilati con inclinazione non superiore all'angolo d'attrito drenato.

Con tale inclinazione non può comunque essere escluso il rischio di crollo anche improvviso, dovuto ad eventuale progressiva perdita dell'umidità naturale del sottosuolo o alla saturazione dei materiali provocata da eventi meteorici; da non trascurare le vibrazioni indotte dai mezzi di cantiere o da eventi sismici.

Considerando inoltre che l'ingombro richiesto a tergo di fronti così profilati potrebbe non essere compatibile con le fasi di lavoro in progetto potrebbero rendersi necessarie adeguate opere di sostegno.

Ciò premesso sui muri perimetrali agirà la spinta del rinterro che sarà steso tra il muro ed il fronte medesimo, che dovrà essere calcolata in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno naturale incassante, di prevalente natura ghiaio-sabbiosa, cui possono essere attribuiti i seguenti valori caratteristici:

- peso di volume naturale: $\gamma \approx 2,1$ t/mc
- angolo d'attrito drenato: $\varphi_{cv} = 33^\circ$

Alla spinta del terreno, in via cautelativa, dovrà essere aggiunta quella dell'acqua che potrebbe infiltrarsi nel rinterro o circolare nella coltre superficiale.

Sarà buona norma che le murature perimetrali del costruendo interrato siano adeguatamente impermeabilizzate ad evitare l'infiltrazione delle acque eventualmente circolanti nel sottosuolo.

Vista la profondità del piano di posa delle fondazioni, -8,5m dal p.c., e la quota di massima risalita della falda nel sottosuolo (che in base ai dati disponibili nel 1978 ha raggiunto -9m dal p.c.) potrebbe rendersi necessaria l'impermeabilizzazione del piano inferiore di calpestio.

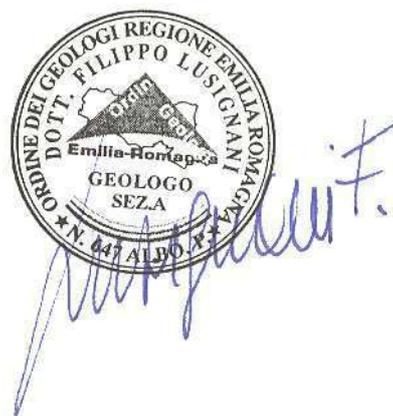
CONCLUSIONI

Risulta importante ricordare che il modello geotecnico considerato, come più volte sottolineato, è stato estrapolato dalle risultanze di indagini geognostiche, eseguite esternamente al perimetro dall'intervento edilizio in oggetto.

Le stratigrafie e i parametri geotecnici riportati nel presente rapporto tecnico devono essere considerati di larga massima; nella futura fase progettuale esecutiva, tali dati dovranno essere verificati in sito per ogni singolo intervento, con ulteriori e più approfondite indagini geognostiche e geotecniche. Le future indagini dovranno soddisfare il vincolo della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel cosiddetto "volume significativo"⁶ espressamente richiamato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni nonché nelle "Raccomandazioni AGI, 1977" e nell'Eurocodice EC7. Il numero, la profondità e la disposizione planimetrica delle verticali di esplorazione dovranno essere stabilite in base alla forma e all'estensione del "volume significativo interagente con le fondazioni".

Si rammenta che il "volume significativo" da investigare, al di sotto del piano di posa,⁷ è usualmente di profondità non inferiore a "una o due volte B" intendendo B il lato minore dell'edificio.

In merito alle indagini e/o eventuali scavi da eseguirsi si ricorda che l'area è a rischio di rinvenimento ordigni bellici; ulteriori fasi d'indagine dovranno essere precedute da svincolo bellico dei punti di prova.



⁶ Ai sensi delle N.T.C. 2008, al paragr. 3.2.2., per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

⁷ I corpi di fabbrica denominati A, B, F, G, H I, L, sono dotati di n.2 piani interrati con piano di posa a -8,50 m dal p.c.

I corpi di fabbrica denominati R, T sono dotati di n.1 piano interrato con piano di posa a -5 m dal p.c.

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI" CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROPONENTE



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL
VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

**Zona Commerciale / Terziario-commerciale - "Immobili R,S,T"
RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA
e SISMICA PRELIMINARE**

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI
VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e.mail: glusig@tin.it

FIRME



NOTE

I progettisti si riservano, a termini di legge, la proprietà del presente documento. La riproduzione anche parziale è vietata

CONSEGNA
MARZO 2017

COMUNE DI PIACENZA

Provincia di Piacenza

**ACCORDO DI PROGRAMMA
"MOLINO DEGLI ORTI"
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**

**ZONA COMMERCIALE/TERZIARIO-COMMERCIALE
IMMOBILI R, S e T**

Relazione geologica-geotecnica e sismica preliminare

Committente:

Consorzio Agrario Terrepadane s.c.r.l.

Via Colombo 35

29122 Piacenza

Iusignani

dott. filippo

**servizi di geologia
cave ed ambiente**

Marzo 2017

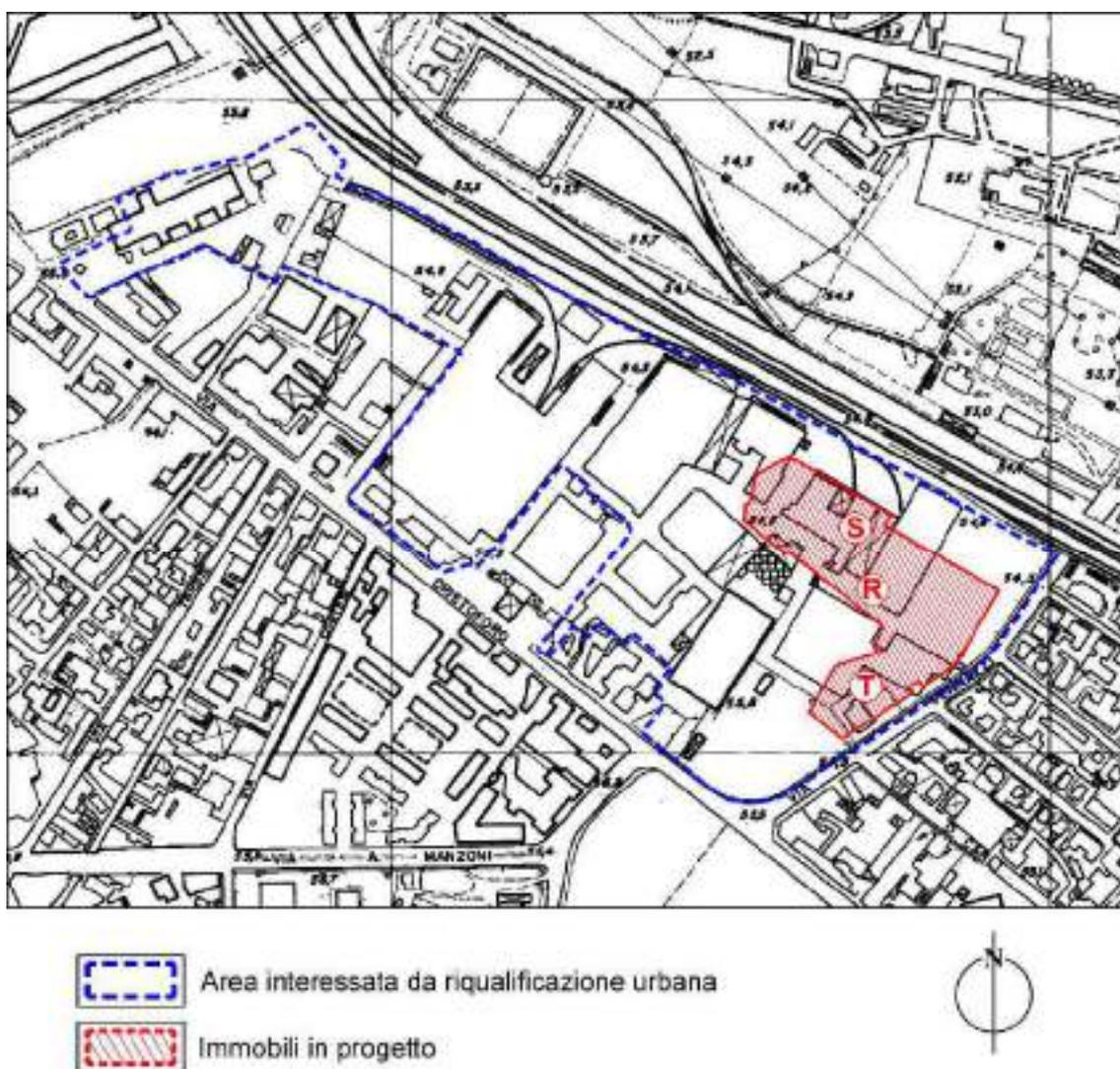
INDICE

PREMESSA	pag. 3
Interventi in progetto	pag. 4
INQUADRAMENTO GEOLOGICO	pag. 5
INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	pag. 6
INDAGINI GEOGNOSTICHE CONSIDERATE PER LA STIMA DEL MODELLO GEOTECNICO	pag. 7
MODELLO GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO	pag. 12
SISMICITA'	pag. 13
FONDAZIONI DIRETTE – CALCOLO PORTANZA	pag. 19
FRONTI DI SCAVO	pag. 26
CONCLUSIONI	pag. 27

PREMESSA

L'area oggetto del PUA "Molino degli Orti", di estensione pari ad oltre 120.000 mq, è stata recentemente oggetto di uno studio geologico a carattere generale (gennaio 2017) nonché di una campagna di indagini geognostiche (febbraio 2017), consistita nell'esecuzione di 12 trincee a mezzo escavatore idraulico (spinte a circa 3m dal p.c) e da tre sondaggi a carotaggio continuo, volte alla caratterizzazione geotecnica di massima del sottosuolo.

Ciò premesso, al fine di un preliminare dimensionamento delle opere di fondazione relative al progetto di realizzazione di una "Zona a destinazione Commerciale/Terziario-commerciale" nella porzione orientale del complesso in studio, il presente approfondimento tecnico ha dovuto in primo luogo estrapolare le caratteristiche geotecniche del sottosuolo dalle prove eseguite nelle sue più immediate vicinanze.



Corografia dell'area di intervento

La definizione di un *"modello geotecnico presunto"* ha quindi permesso di eseguire le verifiche richieste¹ partendo da un iniziale dimensionamento fondazionale fornito dal progettista.

E' stata altresì valutata l'ipotesi di un incremento delle dimensioni della fondazione per ottenere preliminari indicazioni nel caso in cui fosse necessario aumentare i carichi di progetto.

Interventi in progetto

La tipologia dei nuovi fabbricati in progetto prevede la realizzazione di n.1 piano del tutto interrato, con piano di posa dei plinti a -5,0 metri sotto il piano di campagna, nonché 3 piani fuori terra.

Il Progettista ci ha segnalato che il fabbricato poggerà su plinti isolati e quadrati di fondazione di larghezza efficace non inferiore a $B'=B-2e= 3,5$ metri e altezza $H \geq 0,60$ m.

¹ *che ricordiamo devono essere considerate di grande massima*

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in esame si colloca all'estremità orientale dell'area dell'Ex Consorzio Agrario, in fregio a Via Pennazzi e alla Ferrovia MI-BO; essa giace ad una quota prossima a m 54,5 s.l.m nella pianura a Sud del F.Po, da cui dista meno di 1 km, mentre il F. Trebbia e il torrente Nure, svolgono i loro corsi a circa 6 km di distanza rispettivamente ad Ovest e ad Est. L'area in esame allo stato si presenta pianeggiante e stabile in assenza di particolarità morfologiche di rilievo; essa ricade in quel settore della pianura pedemontana distale che borda la fascia di meandreggiamento vera e propria del Fiume Po, ma rientra in una vasta area che si estende ad Est della città, interessata da fenomeni di esondazione "medio-recenti" avvenuti in epoca Olocenica.

Il substrato geolitologico dell'area in esame, secondo la C.G.I. scala 1:100.000, appartiene ai depositi del Quaternario continentale, cui corrispondono i depositi della fase Olocenica post-glaciale noti nella Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000 (F.72 "Fiorenzuola d'Arda"), con il nome di "*Alluvioni medio-recenti*".

In base alla più recente "CARTA GEOLOGICA DELLA PIANURA", basata sulla nuova ricostruzione stratigrafica adottata dalla RER², che distingue unità allostratigrafiche legate a cicli di eventi deposizionali (UBSU o sintemi³), l'area in esame ricade entro i depositi del Subsistema di Ravenna (AES8); trattasi di depositi che negli orizzonti superficiali presentano natura prevalentemente limo-argillosa e limo-sabbiosa di spessore discontinuo che celano un substrato ghiaioso di parecchie decine di metri di spessore ove le litologie grossolane costituiscono estesi corpi tabulari, interdigitati da cunei di materiale fine (limi o argille)

² *nell'ambito degli studi per la realizzazione della nuova Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 in corso di realizzazione*

³ *che corrispondono a unità stratigrafiche delimitate da superfici di discontinuità*

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Sotto l'aspetto idrogeologico, l'area in esame ricade nella zona di interdigitazione dei depositi di conoide distale del T.Nure e del F.Trebbia con quelli prossimi di paleo-alveo e barra fluviale del Fiume Po.

L'analisi storica sui dati freaticometrici disponibili per l'area in studio ha consentito di trarre alcune considerazioni di carattere generale circa le caratteristiche e l'andamento della superficie piezometrica e del campo di moto della falda:

- la falda presenta un regime idraulico a pelo libero;
- l'andamento del flusso idrico sotterraneo ha direzione prevalente verso nord-nord-est;
- l'andamento della superficie piezometrica è sostanzialmente regolare;
- si nota una progressiva riduzione del gradiente idraulico da sud verso nord.
- l'oscillazione del livello di falda è contenuta nell'ordine di 2/3 metri
- i livelli piezometrici misurati nella primavera 1978 costituiscono il massimo assoluto del periodo trentennale (soggiacenza dell'ordine di 9 m).
- mediamente il tetto di falda può essere considerato posto a circa 10/11 metri dal p.c.
- il gradiente idraulico può essere considerato compreso fra 0,05 e 0,15%.

INDAGINI GEOGNOSTICHE CONSIDERATE PER LA STIMA DEL MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Ai fini della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, in questa fase preliminare, le indagini e i dati litostratigrafici che sono stati presi da riferimento sono:

- sondaggio a carotaggio n. 3
- linea sismica MASW

E' doveroso sottolineare che le indagini considerate, in particolare il sondaggio n°3 a carotaggio risulta ubicato esternamente al perimetro dall'intervento edilizio in oggetto; pertanto le condizioni litostratigrafiche e geotecniche ipotizzate per l'area in esame sono da ritenersi alquanto indicative.

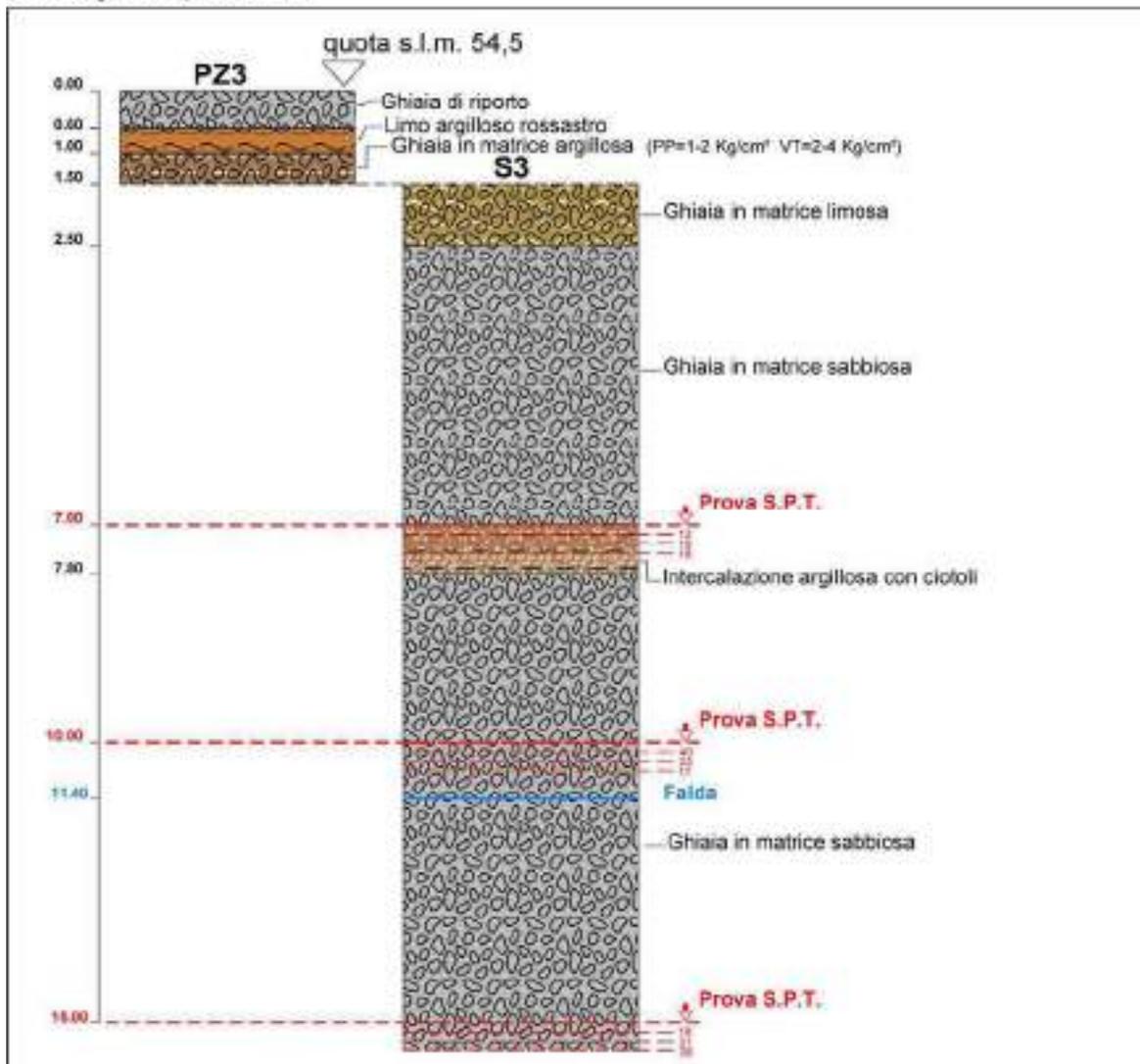
Ciò premesso, risulta necessario, in fase di redazione del progetto definitivo, eseguire appropriate indagini entro l'area in esame al fine di verificare l'effettiva rispondenza del modello geotecnico/stratigrafico utilizzato per la redazione del presente rapporto tecnico.



Fasi dell'esecuzione della trincea PZ3

AREA A DESTINAZIONE COMMERCIALE, TERZIARIO COMMERCIALE

(Immobili R - S - T)

Ubicazione**Stratigrafia presunta:**

Linea sismica MASW

Al fine di valutare la successione stratigrafica del terreno di fondazione oltre la profondità raggiunta dai sondaggi e per definire (in conformità alle NTC 2008) la velocità delle onde trasversali nel primo sottosuolo si è fatto riferimento allo stendimento sismico multicanale con procedura MASW, esteso parallelamente alla linea ferroviaria MI-BO pressoché centrato sul sondaggio S3.



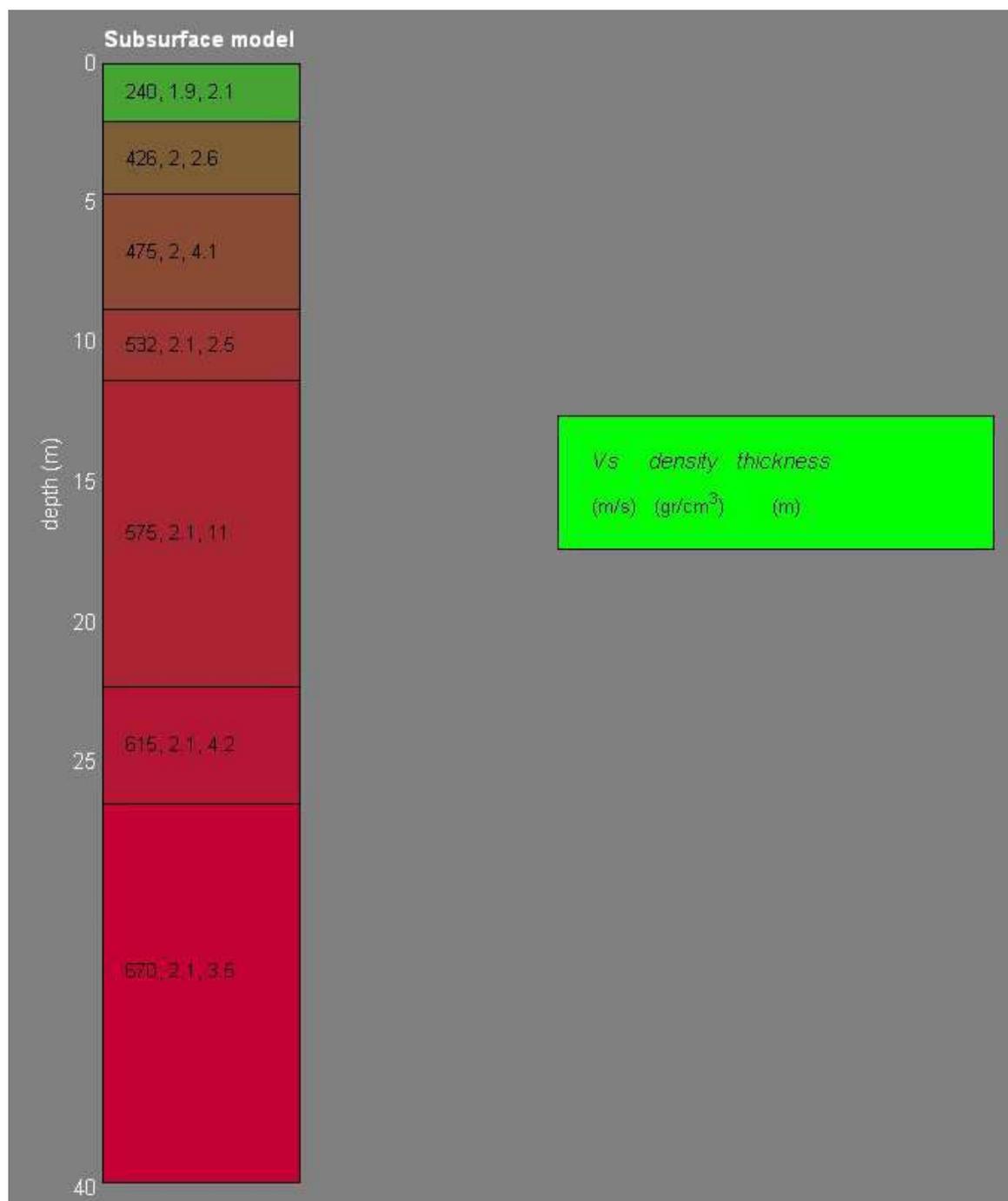
Ubicazione intervento edilizio in riferimento all'esecuzione della prova MASW

Come illustrato nella tabella allegata alla presente, il valore V_s del primo sismostrato, resta di poco inferiore ai 250 m/s e ben corrisponde al riporto e allo strato superficiale limo-argilloso attraversato dalle trincee esplorative.

Più al di sotto il sottosuolo migliora con la profondità le proprie caratteristiche meccaniche presentando valori crescenti delle V_s da 426 a oltre 600 m/s raggiungendo $V_s = 670$ nel sismostrato basale: tali orizzonti ben corrispondono ai depositi alluvionali ghiaiosi rinvenuti nel corso dei sondaggi geognostici e sono in buona concordanza con la stratigrafia delle numerose prove e indagini pregresse in zone circostanti.

Ai fini della identificazione della categoria di suolo sismico, le NTC prevedono che la classificazione sia effettuata in base alla determinazione del valore della velocità equivalente VS_{30} di propagazione entro i primi 30 metri.

Per fondazioni superficiali, ai sensi dei dettami contenuti nel paragrafo 3.2.2 delle medesime norme, tale profondità deve essere riferita al piano di imposta delle stesse: utilizzando l'equazione 3.2.1 è stato quindi necessario effettuare il calcolo partendo da -5 m rispetto all'attuale piano di campagna. Il valore delle VS_{30} è risultato pari a 580 m/s, che corrisponde ad un "suolo di fondazione di tipo B".



Sismostratigrafia desunta dalla prova MASW

Piacenza, Area Ex Consorzio - Velocità Vs e moduli elastici del sottosuolo indagato dalla linea sismica MASW

velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs
 modulo di taglio a piccole deformazioni: $G_0 = \rho \times (Vs)^2 = \gamma/g \times (Vs)^2$
 coeff. di Poisson: $\nu = f(Vs)$
 modulo di Young a piccole deformazioni: $E_0 = 2 \times G_0 \times (1+\nu)$
 modulo elastico equivalente: $E_s = E_0 \times [1-(1/Fs)^{0,3}] \approx 0,16 \times E_0$ per $F_s = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 1,8$
 modulo elastico equivalente: $E_s = E_0 \times [1-(1/Fs)^{0,3}] \approx 0,20 \times E_0$ per $F_s = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 2,3$
 pressione geostatica verticale al centro dello strato considerato: $\sigma'vo$
 $Vs1 = Vs \times (Pa/\sigma'vo)^{0,25} =$ velocità delle onde trasversali normalizzata alla pressione $Pa=100$ Kpa (per verifica liquefazione: cfr. NCEER 2001)
 $N60 = (G_0/15,56)^{3/0,68}$; $N160 = N60 \times 3/(2+\sigma'vo)$ con $\sigma'vo$ in Kpa; $Dr = (N160/60)^{0,5}$; $Fliq =$ coeff. di sicurezza a liquefazione per lo SLV: cfr. NCEER 2001 ($Fliq = n.l.$ = strato non lique)
 $\phi'p = 20^\circ + (15,4 \times N160)^{0,5}$; $\phi'r = f(\sigma'vo, Dr, \phi'p)$: cfr. BOLTON); $\phi'sis = f(H2O, Fliq, \phi'r)$; se $Fliq=n.l.$ $\phi'sis=\phi'r$
 $Vp =$ velocità delle onde longitudinali
 $Vp =$ velocità delle onde longitudinali
 $Pl =$ pressione unitaria limite pressiometrica
 $Kp =$ coeff. funzione del tipo di terreno a base micropalo
 $qp = Kp \times Pl =$ carico unitario limite a base micropalo

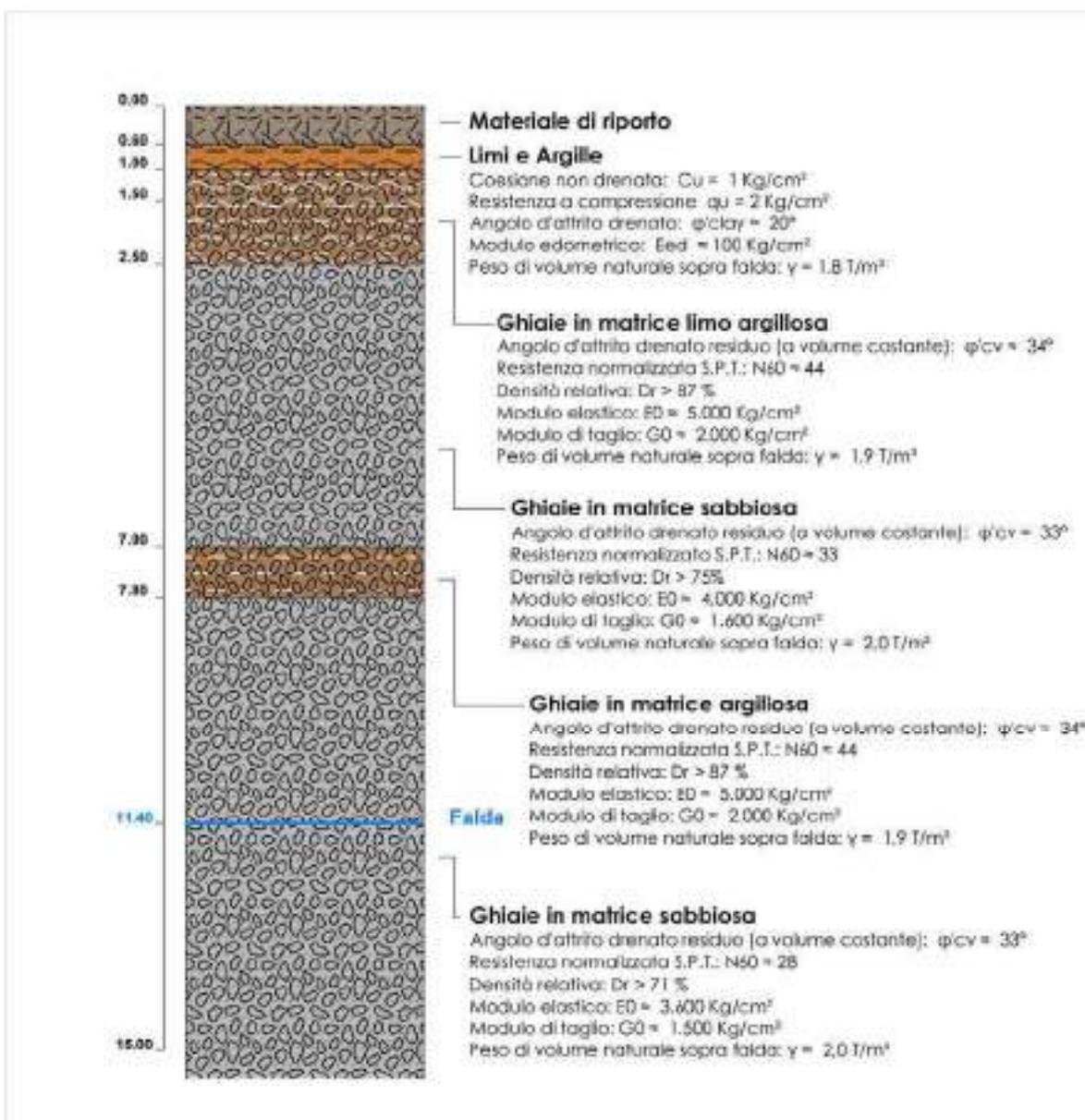
$s = f(Pl, \text{terreno incassante}) =$ adesione unitaria limite al contorno micropalo

Spessore strati m	Prof. strati da m	densità strati t/mc	Vs strati m/s	Go strati Mpa	v strati -	Eo strati Mpa	Es strati Mpa		Prof. H2O m	$\sigma'vo$ media t/mq	Vs1 strati m/s	Vp strati m/s	litologia strati	Fliq strati -	$\phi'r$ strati o	$\phi'sis$ strati o	Pl strati Mpa	Kp strati -	qp strati Mpa	s strati	
							$f(Fs=\gamma R=1,8)$	$f(Fs=\gamma R=2,3)$													
0,3	0,0	2,03	475	108	0,34	292	47	58	≥ 11	0,30	1137	493	-	-	24,6	24,6	6,75	1,2	8,10	0,68	
4,1	0,3	2,03	475	369	0,36	1003	160	201	≥ 11	4,77	572	911	ghiaia	n.l.	328	328	6,75	1,2	8,10	0,68	
2,5	4,4	2,08	532	462	0,35	1243	199	249	≥ 11	11,53	513	977	ghiaia	n.l.	365	365	6,75	1,2	8,10	0,68	
10,9	6,9	2,09	575	589	0,35	1593	255	319	≥ 11	25,52	455	1116	ghiaia	n.l.	379	379	6,75	1,2	8,10	0,68	
4,2	17,8	2,12	615	692	0,34	1858	297	372	≥ 11	41,37	431	1175	ghiaia	n.l.	393	393	6,75	1,2	8,10	0,68	
8,5	22,0	2,11	670	801	0,36	2171	347	434	≥ 11	54,78	438	1299	ghiaia	n.l.	402	402	6,75	1,2	8,10	0,68	
	30,5	2,11	670	946	0,30	2456	393	491	≥ 11	63,22	423	1249	ghiaia	n.l.	406	406	6,75	1,2	8,10	0,68	
																			Vs30 =		580

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

In base ai dati desunti dalle sopra citate indagini, il modello geotecnico del sottosuolo preso da riferimento per la verifica del dimensionamento fondazionale richiesta è il seguente:

Modello geotecnico presunto



Modello geotecnico presunto utilizzato nel presente studio

SISMICITA'

Il territorio comunale di Piacenza, precedentemente non classificato, è stato ascritto dall'Ordinanza P.C.M. n.3274 a zona sismica di tipo 4.

I valori delle azioni sismiche sono stati ulteriormente precisati dalle NTC di cui al D.M.14/01/08, entrate in vigore dal 01/07/09.

Nella tabella allegata si sono riportati i valori (desunti dal foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. in funzione delle coordinate geografiche del sito in esame), dei parametri a_g (accelerazione orizzontale massima), F_0 (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), per il sito in esame per tempi di ritorno T_r variabili da 30 a 2475 anni, cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr}\%$ variabile dall'81 al 2% in 50 anni.



Schermata foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. per individuazione pericolosità del sito

In particolare, per $T_r=475$ anni risulta $a_g=0,092g$: per tale valore va calcolato lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV nel caso di opere con vita utile o nominale $VN = 50$ anni e classe d'uso II ($CU = 1,0$), di cui alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008.

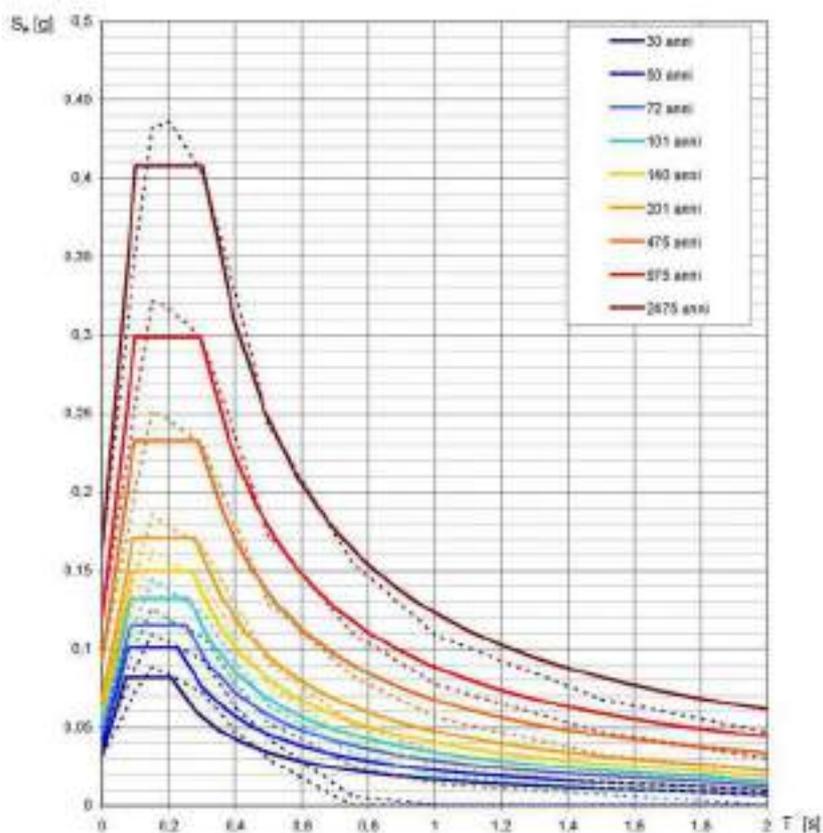
Valori dei parametri a_g , F_a , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_a [-]	T_C^* [s]
30	0,032	2,535	0,207
50	0,039	2,577	0,228
72	0,045	2,537	0,249
101	0,052	2,553	0,256
140	0,058	2,572	0,269
201	0,067	2,547	0,278
475	0,092	2,525	0,290
975	0,119	2,500	0,296
2475	0,163	2,467	0,301

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

I valori dei parametri sismici in riferimento al tempo di ritorno considerato

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa; con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

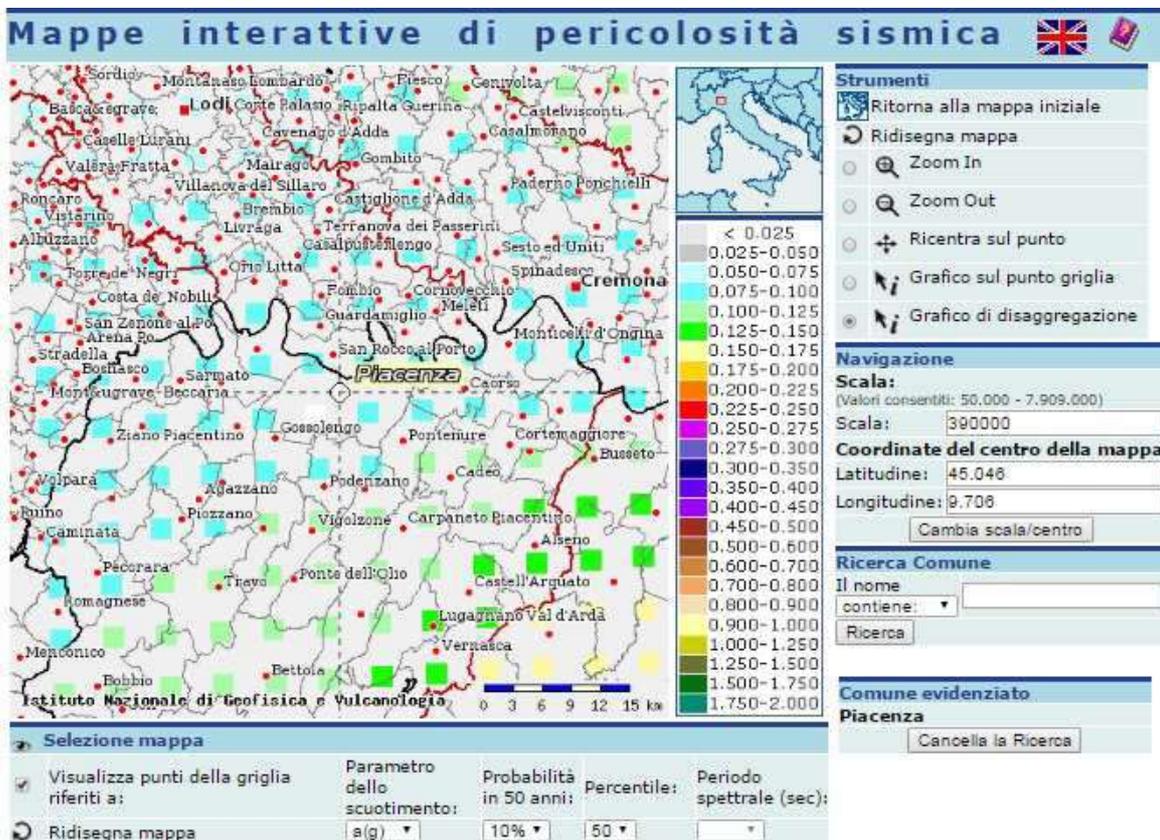
Spettri di risposta elastici per i vari tempi di ritorno considerati

Come riportato alla Tab.2.4.2. delle NTC 2008, per la classe II la vita di riferimento VR vale:

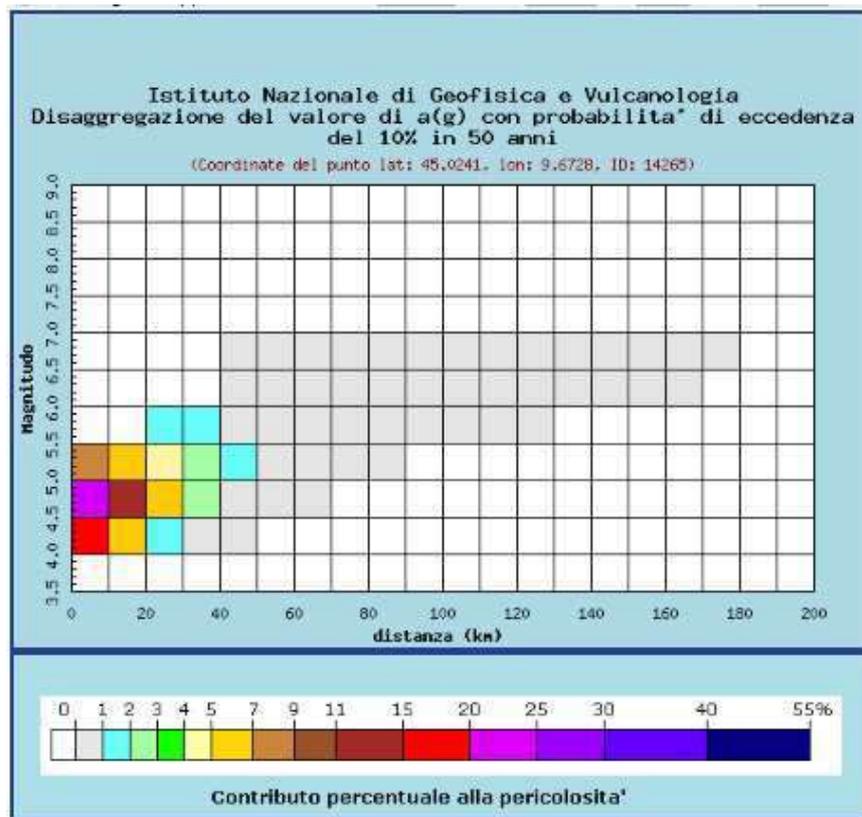
$$VR = VN \times CU = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Da ricordare che le azioni sismiche desunte dal foglio di calcolo del C.S.L.P. sono valide per sito di riferimento rigido orizzontale; diversamente esse vanno incrementate in funzione della categoria topografica dell'area e della categoria del sottosuolo sotteso dalle opere in progetto.

Dalla pagina del sito dell'INGV (Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano), sono stati inoltre desunti i parametri di disaggregazione del sito in esame ovvero i valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di superamento del 10% in 50 anni in base ai dati di pericolosità sismica nazionale.



Mappa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1



Dati di disaggregazione (variabilita' in termini di magnitudo e distanza)

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.0241, lon: 9.6728, ID: 14265)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	17.800	23.400	8.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	6.800	12.300	6.450	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	1.920	5.080	4.110	1.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.388	2.130	2.510	1.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.017	0.628	1.390	0.939	0.198	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.092	0.622	0.694	0.346	0.064	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.003	0.195	0.406	0.303	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.044	0.196	0.192	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.006	0.103	0.128	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.041	0.081	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.050	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.030	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.820	15,400	0.781

Valori di magnitudo-distanza con relativa probabilita' di accadimento del 10% in 50 anni

Amplificazione topografica

Ciò premesso l'intervento sarà eseguito su di un'area pianeggiante e stabile: in conformità alla Tab.3.2.IV delle NTC 2008 il sito va ascritto alla categoria topografica T1 cui corrisponde, ai sensi della Tab.3.2.VI delle NTC medesime, un coefficiente di amplificazione topografica:

$$St = 1,0$$

Categoria di sottosuolo e coeff. di amplificazione stratigrafica

In base alle conoscenze desunte dalla bibliografia, alle indagini pregresse in aree circostanti nonché in base alle indagini considerate per il presente studio, sull'area in esame il sottosuolo, per diverse decine di metri di profondità, è costituito da terreni prevalentemente ghiaio-sabbiosi ben addensati; la prova Masw considerata per il presente studio ha rilevato che la velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali o di taglio nei primi 30 m di profondità⁴ su tali tipi di terreno, calcolata con l'eq.3.2.1. delle NTC 2008, vale $V_{s30} = 580$ m/s.

In tale situazione, il sottosuolo va ascritto alla categoria B definita al c.3.2.2. delle NTC 2008 sicché in base alla Tab.3.2.V delle NTC 2008 si assume:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s :

$$1,00 \leq (1,4 - 0,40 \times F_o \times a_g/g) \leq 1,20$$

- coefficiente C_c :

$$1,10 \times (T_c^*)^{-0,2}$$

e nella tabella allegata sono riportati i relativi valori in funzione di T_r ; in particolare, per $T_r = 475$ anni risulta $S_s = 1,20$.

Di conseguenza, in conformità al comma 3.2.3.2. delle NTC 2008, il coeff. di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale quindi per $T_r = 475$ anni:

$$S = S_s \times St = 1,2 \times 1,0 = 1,2$$

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito

L'accelerazione orizzontale massima al suolo sulla verticale del sito in esame per lo stato limite SLV e $P_{vr} = 10\%$ è pari a:

$$a_{\max} = a_g \times S = a_g \times S_s = 0,092 \times 1,2 = 0,110 \text{ g}$$

⁴ a partire dal piano di posa della fondazione (-5m dall'attuale p.c.)

EX CONSORZIO AGRARIO - PIACENZA

categoria di sottosuolo tipo:

B

coordinate del sito: Lat. 45.044441°

Long. 9.712222°

Valori dei parametri ag , F_0 , T_0 elaborati con "Spettri NTC ver. 1.0.3" per vita di riferimento VR = 50 anni

tempo di ritorno Tr anni	probabilità di eccedenza in 50 anni %	parametri del sito per sottosuolo di tipo A ag g	F_0	T_0 sec	amplificazione stratigrafica S_0	C_0	amplificazione topografica S_T	amplificazione $S = S_0 \times S_T$	accelerazione al suolo $a_{max} = ag \times S$ g
30 = SLC	51	0,032	2,395	0,207	1,200	1,507	1,000	1,200	0,038
50 = SLD	63	0,036	2,377	0,228	1,200	1,481	1,000	1,200	0,047
72	50	0,045	2,337	0,249	1,200	1,453	1,000	1,200	0,054
101	38	0,052	2,303	0,268	1,200	1,445	1,000	1,200	0,062
140	30	0,058	2,272	0,289	1,200	1,430	1,000	1,200	0,070
201	22	0,067	2,247	0,278	1,200	1,421	1,000	1,200	0,080
475 = SLV	10	0,082	2,325	0,290	1,200	1,409	1,000	1,200	0,110
975 = SLC	5	0,119	2,300	0,298	1,200	1,403	1,000	1,200	0,143
2475	2	0,183	2,467	0,301	1,200	1,389	1,000	1,200	0,198

Tabella da cui si desumono le accelerazioni al suolo in base ai relativi tempi di ritorno

Rischio liquefazione

Depositi incoerenti

Preso atto⁵ che il sottosuolo è privo di circolazione idrica fino ad almeno 11 metri di profondità, i più superficiali orizzonti ghiaio-sabbiosi o limo-sabbiosi non possono essere soggetti a deformazioni per liquefazione indotta dal sisma di progetto.

Ciò premesso, il rischio di liquefazione del sottosuolo oltre i 12 m dal p.c può essere escluso in quanto i depositi sono caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio V_{s1} (desunti dalle V_s ricavate dalla prova Masw e normalizzati alla pressione atmosferica: cfr. tabella allegata), sempre superiori a 450 m/s; come è noto, in base a quanto riportato in "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops" (2001), il fenomeno di liquefazione può verificarsi solo se V_{s1} è inferiore ad un valore di soglia di 215 m/s.

L'aumento della pressione neutra nel corso del sisma atteso sarebbe pressochè trascurabile e conseguentemente l'angolo d'attrito dei depositi incoerenti ghiaio-sabbiosi non sarebbe apprezzabilmente ridotto rispetto a quello caratteristico in assenza di sisma; è quindi ragionevole assumere:

$$\phi'_{sis} = \phi'_r - Df' = \phi'_r$$

Fattori di pericolosità geologica

L'area interessata dal progetto in esame giace in area pianeggiante e stabile, non soggetta a rischio di esondazione né, tanto meno, per sommersione per risalita dell'acqua di falda che giace a oltre 11 m circa di profondità.

L'accelerazione sismica orizzontale massima, sulla verticale del sito, tenendo conto dei coefficienti di amplificazione imposti dalle NTC medesime in merito alle condizioni stratigrafiche (categoria B) e topografiche (categoria T1) dell'area, per il summenzionato $Tr=475$ anni raggiunge il valore:

$$a_{max} = ag \times S = 0,092 \text{ g} \times 1,2 = 0,110 \text{ g}$$

⁵ anche sulla base dei dati bibliografici in possesso al ns studio

FONDAZIONI DIRETTE - CALCOLO PORTANZA

Come segnalato in premessa, il piano di posa dei plinti di fondazione giace a – 5,0 metri sotto il p.c. e pertanto ricade entro il sottosuolo ghiaioso.

Il carico unitario ammissibile delle opere di fondazione a fronte del rischio di rottura del sedime ghiaioso e in condizioni sismiche, viene valutato con la nota relazione di BRINCH-HANSEN (come riportata nell'Annex D dell'EC7), valida per terreni assimilabili a mezzi incoerenti, la cui resistenza al taglio è governata dall'angolo d'attrito drenato (a volume costante) ϕ_{cv} .

Formule utilizzate

Brinch-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici ed applicando i coefficienti parziali imposti dalle NTC 2008 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I)

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Fattori correttivi Paolucci e Pecker

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \times S_T \times a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 ($S_T = 1.0$) T2 ($S_T = 1.20$) T3 ($S_T = 1.20$) T4 ($S_T = 1.40$).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni. Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

Cedimenti di Burland e Burbidge

Il carico ammissibile va commisurato anche al cedimento ammesso dalla struttura; questo sarà una frazione del cedimento assoluto provocato dai sovraccarichi indotti dalle fondazioni per addensamento del sottosuolo ghiaio-sabbioso.

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche (come nel caso in esame), per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_C al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

Ic = indice di compressibilità;

fs, fH, ft = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità Ic è legato al valore medio Nav di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z:

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S , f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

Nel caso in esame si è assunto:

- $\gamma_1 = 1,5$ t/mc = peso di volume del rinterro che sarà steso sul piano di posa;
- $\gamma_2 = 2,1$ t/mc (peso di volume del terreno di fondazione)
- Df = 1,20 m = incastro di fondazione ipotizzato (dislivello tra il piano pavimento finito ed il piano di posa);
- e = 0 (in assenza di apprezzabili eccentricità);
- T = N x a_{max} = in assenza di altre azioni orizzontali oltre a quelle del sisma, essendo $a_{max} = 0,110g$.

I valori di γ_R e φ variano a seconda dell'approccio di cui alle NTC 2008:

- per la combinazione A1+M1+R1:

$$\gamma_R = 1,0; \varphi = \varphi_{cv} = 33^\circ;$$

- per la combinazione A2+M2+R2:

$$\gamma_R = 1,8; \varphi = \arctan [\tan(\varphi_{cv})/1,25] = 30^\circ;$$

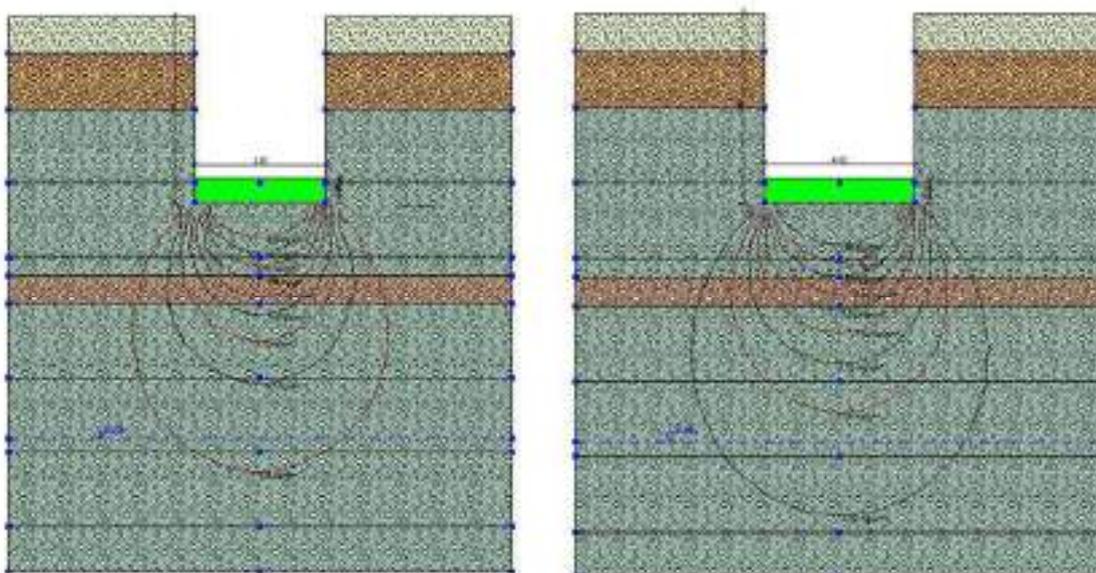
- per la combinazione A1+M1+R3:

$$\gamma_R = 2,3; \varphi = \varphi_{cv} = 33^\circ.$$

Ai sensi delle NTC 2008 il rapporto tra resistenze ed azioni, ovvero il coeff. di sicurezza a rottura F_s , deve risultare:

$$F_s = R_d/E_d = q_{lim}/(q - q_0) > 1,0$$

essendo q il carico unitario trasmesso sul piano di posa dalla base efficace della fondazione con lati di base $B'=B-2e$ ed $L'=L-2e$ (ovvero al netto di eventuali eccentricità).



Calcolo dei cedimenti indotti applicando carico di esercizio pari a 4kg/cmq al variare delle dimensioni del plinto di fondazione da 3,5 a 4 m. La profondità interessata dalle sollecitazioni raggiunge, nel caso più gravoso, i 9m circa al di sotto del piano di posa della fondazione

Carico limite

Con i parametri e le relazioni summenzionate si sono quindi calcolati il carico unitario limite ed il carico assiale (escluso il peso proprio della fondazione) alla base del plinto quadrato di progetto con larghezza efficace di base $B'=B-2e = 3,5$ metri, verificando che a tale carico unitario corrisponda un coeff. di sicurezza $F_s = q_{lim}/(q_{amm} - q_0) > 1,0 = 1,1$ in presenza del sisma atteso: in tale situazione il cedimento indotto da un carico di esercizio $q = q_{lim}$ raggiunge valori elevati, di norma inammissibili per la struttura in progetto.

Come accennato in premessa, si è altresì eseguito un ulteriore calcolo incrementando la larghezza efficace della fondazione a 4,0m; è stato così possibile

fornire una indicazione di massima nel caso fosse necessario incrementare il sovraccarico di progetto contenendo entro limiti accettabili i relativi cedimenti indotti.

Carico ammissibile e cedimenti

Ciò premesso, con i parametri summenzionati, si è quindi calcolato il carico unitario ammissibile alla base della fondazione così ipotizzata, incrementando il sovraccarico da 2 a 4 kg/cmq, utilizzando la relazione di BRINCH-HANSEN (cfr. Annex D dell'EC7 in prEN 1997-1), con i coefficienti parziali delle NTC 2008 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I), verificando che:

- a tale carico unitario corrisponda un coeff. di sicurezza a rottura $F_s = q_{lim} / (q_{amm} - q_0) > 1,1$;
- il cedimento indotto da tali fondazioni, sollecitate da un carico di esercizio $q = q_{amm}$, sia contenuto ed ammissibile dalla struttura.

Dimensioni Fondazione	Condizioni	Approccio1 Combinazioni	Carico Limite Kg/cmq	CARICO D'ESERCIZIO AMMISSIBILE IN FUNZIONE DEL CEDIMENTO		
				Carico Assiale T	Cedimenti	
				Kg/cmq	mm	
B'=B-2e=3,5m Incastro=1,2m	Drenate	A1+M1+R1	18,13	245	2	7
		A2+M2+R2	8,63	367	3	11
		Sisma	8,50	490	4	16
B'=B-2e=4m Incastro=1,2m	Drenate	A1+M1+R1	18,69	320	2	8
		A2+M2+R2	8,83	480	3	12
		sisma	8,70	640	4	17

Il coeff. di sottofondo o di Winkler di tali fondazioni, pari al rapporto tra il sovraccarico agente sul piano di posa al netto del peso del terreno rimosso dagli scavi, ed il corrispondente cedimento assoluto, può essere calcolato con la relazione:

$$K_r = Dq/w$$

Scorrimento

Per la verifica della sicurezza allo scorrimento sul terreno di fondazione ghiaioso dotato di angolo di attrito drenato (a volume costante) $\varphi_r = 33^\circ$, si potrà fare riferimento alle seguenti resistenze al taglio:

-in condizioni drenate, ai sensi del D.M.14/01/08:

- per la combinazione A1+M1+R1:

$$S_d = N' \times [\tan(\varphi) / \gamma M] / \gamma R = N' \times [\tan(33^\circ) / 1,0] / 1,0 = N' \times 0,64$$

- per la combinazione A2+M2+R2:

$$S_d = N' \times [\tan(\varphi) / \gamma M] / \gamma R = N' \times [\tan(33^\circ) / 1,25] / 1,1 = N' \times 0,47$$

- per la combinazione A1+M1+R3:

$$S_d = N' \times [\tan(\varphi) / \gamma M] / \gamma R = N' \times [\tan(33^\circ) / 1,0] / 1,1 = N' \times 0,55$$

essendo N' il carico verticale trasmesso sull'area efficace della base di fondazione (di ampiezza pari a $B-2e$), γM i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.2.II. delle NTC 2008 e γR i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.4.I. delle NTC medesime.

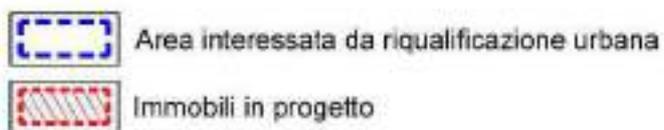
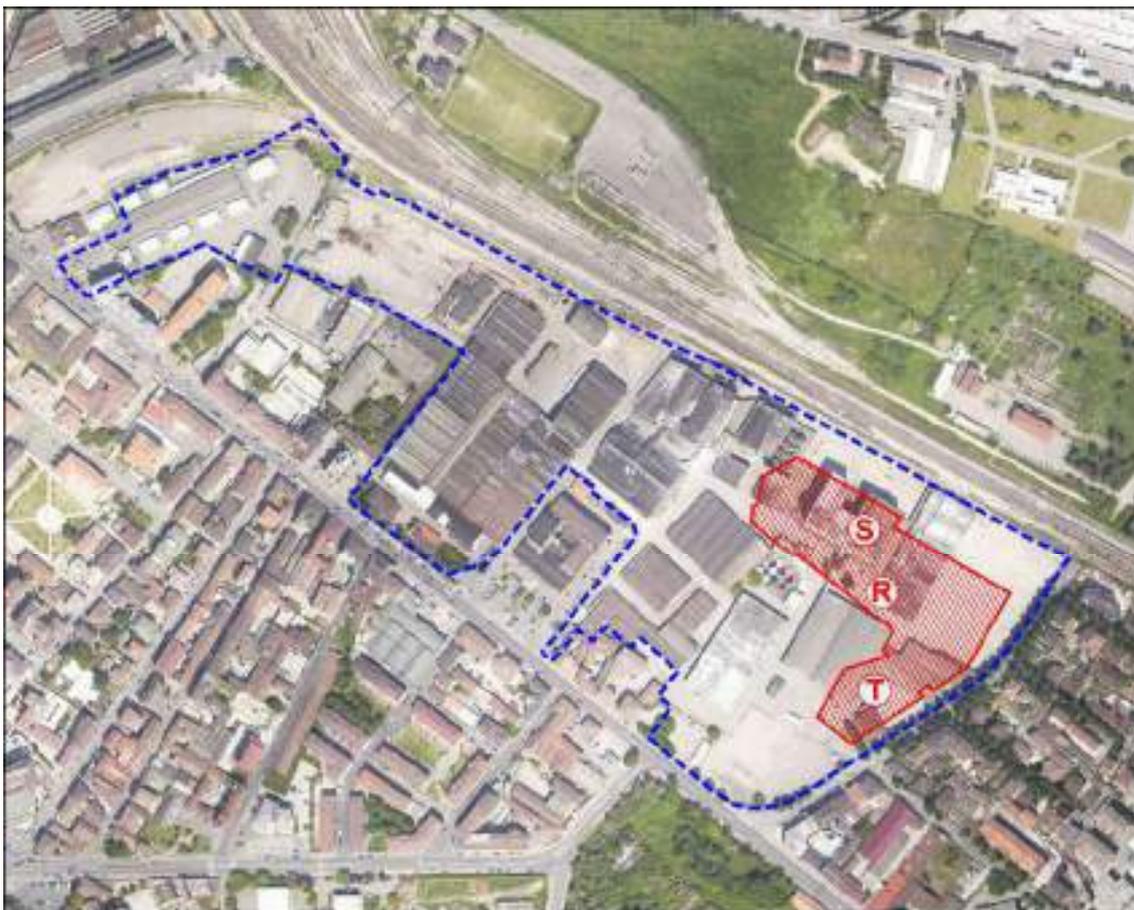


Foto area dell'area edificanda

FRONTI DI SCAVO

Lungo i lati perimetrali, gli scavi richiesti per alloggiare l'interrato in progetto si eleveranno per almeno 5 metri, dal circostante piano di campagna fino al piano di posa delle fondazioni perimetrali.

Gli scavi nel tratto superiore si svolgeranno interamente entro la coltre di riporto e limo-argillosa superficiale; in virtù della loro coesione, di tali materiali potrebbero anche conservarsi stabili, sul breve termine, con inclinazione subverticale restando però soggetti al rischio di crollo anche improvviso, specie in presenza di filtrazioni idriche.

Per garantire la sicurezza del personale sarebbe opportuno che il tratto superiore degli scavi venga profilato con angolo di scarpa inferiore a 30 gradi sull'orizzontale.

Il tratto inferiore degli scavi interesserà invece i depositi alluvionali ghiaio-sabbiosi e ciottolosi di elevato addensamento: per garantirne la stabilità essi dovrebbero essere profilati con inclinazione non superiore all'angolo d'attrito drenato.

Con tale inclinazione non può comunque essere escluso il rischio di crollo anche improvviso, dovuto ad eventuale progressiva perdita dell'umidità naturale del sottosuolo o alla saturazione dei materiali provocata da eventi meteorici; da non trascurare le vibrazioni indotte dai mezzi di cantiere o da eventi sismici.

Considerando inoltre che l'ingombro richiesto a tergo di fronti così profilati potrebbe non essere compatibile con le fasi di lavoro in progetto potrebbero rendersi necessarie adeguate opere di sostegno.

Ciò premesso sui muri perimetrali agirà la spinta del rinterro che sarà steso tra il muro ed il fronte medesimo, che dovrà essere calcolata in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno naturale incassante, di prevalente natura ghiaio-sabbiosa, cui possono essere attribuiti i seguenti valori caratteristici:

- peso di volume naturale: $\gamma \approx 2,1$ t/mc
- angolo d'attrito drenato: $\varphi_{cv} = 33^\circ$

Alla spinta del terreno, in via cautelativa, dovrà essere aggiunta quella dell'acqua che potrebbe infiltrarsi nel rinterro o circolare nella coltre superficiale.

Sarà buona norma che le murature perimetrali del costruendo interrato siano adeguatamente impermeabilizzate ad evitare l'infiltrazione delle acque eventualmente circolanti nel sottosuolo.

CONCLUSIONI

Risulta importante ricordare che il modello geotecnico considerato, come più volte sottolineato, è stato estrapolato dalle risultanze di indagini geognostiche, eseguite esternamente al perimetro dall'intervento edilizio in oggetto.

Le stratigrafie e i parametri geotecnici riportati nel presente rapporto tecnico devono essere considerati di larga massima; nella futura fase progettuale esecutiva, tali dati dovranno essere verificati in sito per ogni singolo intervento, con ulteriori e più approfondite indagini geognostiche e geotecniche. Le future indagini dovranno soddisfare il vincolo della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel cosiddetto "*volume significativo*"⁶ espressamente richiamato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni nonché nelle "Raccomandazioni AGI, 1977" e nell'Eurocodice EC7. Il numero, la profondità e la disposizione planimetrica delle verticali di esplorazione dovranno essere stabilite in base alla forma e all'estensione del "volume significativo interagente con le fondazioni".

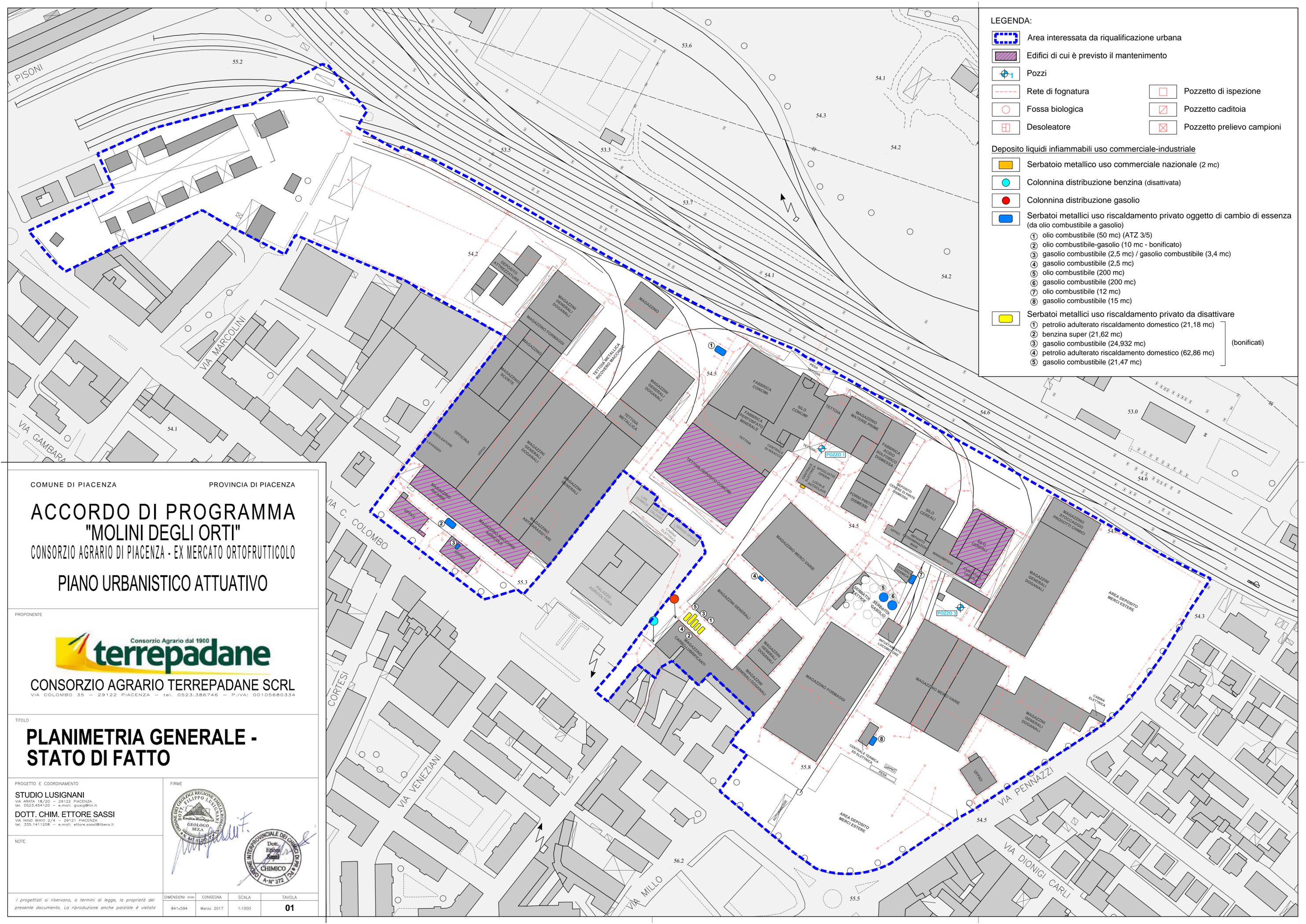
Si rammenta che il "volume significativo" da investigare, al di sotto del piano di posa,⁷ è usualmente di profondità non inferiore a "*uno o due volte B*" intendendo B il lato minore dell'edificio.

In merito alle indagini e/o eventuali scavi da eseguirsi si ricorda che l'area è a rischio di rinvenimento ordigni bellici; ulteriori fasi d'indagine dovranno essere precedute da svincolo bellico dei punti di prova.

⁶ Ai sensi delle N.T.C. 2008, al paragr. 3.2.2., per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

⁷ I corpi di fabbrica denominati A, B, F, G, H I, L, sono dotati di n.2 piani interrati con piano di posa a – 8,50 m dal p.c.

I corpi di fabbrica denominati R, T sono dotati di n.1 piano interrato con piano di posa a –5 m dal p.c.



LEGENDA:

- Area interessata da riqualificazione urbana
- Edifici di cui è previsto il mantenimento
- Pozzi
- Rete di fognatura
- Pozzetto di ispezione
- Fossa biologica
- Pozzetto caditoia
- Desoleatore
- Pozzetto prelievo campioni

Deposito liquidi infiammabili uso commerciale-industriale

- Serbatoio metallico uso commerciale nazionale (2 mc)
- Colonnina distribuzione benzina (disattivata)
- Colonnina distribuzione gasolio
- Serbatoi metallici uso riscaldamento privato oggetto di cambio di essenza (da olio combustibile a gasolio)
 - ① olio combustibile (50 mc) (ATZ 3/5)
 - ② olio combustibile-gasolio (10 mc - bonificato)
 - ③ gasolio combustibile (2,5 mc) / gasolio combustibile (3,4 mc)
 - ④ gasolio combustibile (2,5 mc)
 - ⑤ olio combustibile (200 mc)
 - ⑥ gasolio combustibile (200 mc)
 - ⑦ olio combustibile (12 mc)
 - ⑧ gasolio combustibile (15 mc)
- Serbatoi metallici uso riscaldamento privato da disattivare
 - ① petrolio adulterato riscaldamento domestico (21,18 mc)
 - ② benzina super (21,62 mc)
 - ③ gasolio combustibile (24,932 mc)
 - ④ petrolio adulterato riscaldamento domestico (62,86 mc)
 - ⑤ gasolio combustibile (21,47 mc)

COMUNE DI PIACENZA PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI"

CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROPRONTE

terrepadane

CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL
VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

PLANIMETRIA GENERALE - STATO DI FATTO

PROGETTO E COORDINAMENTO

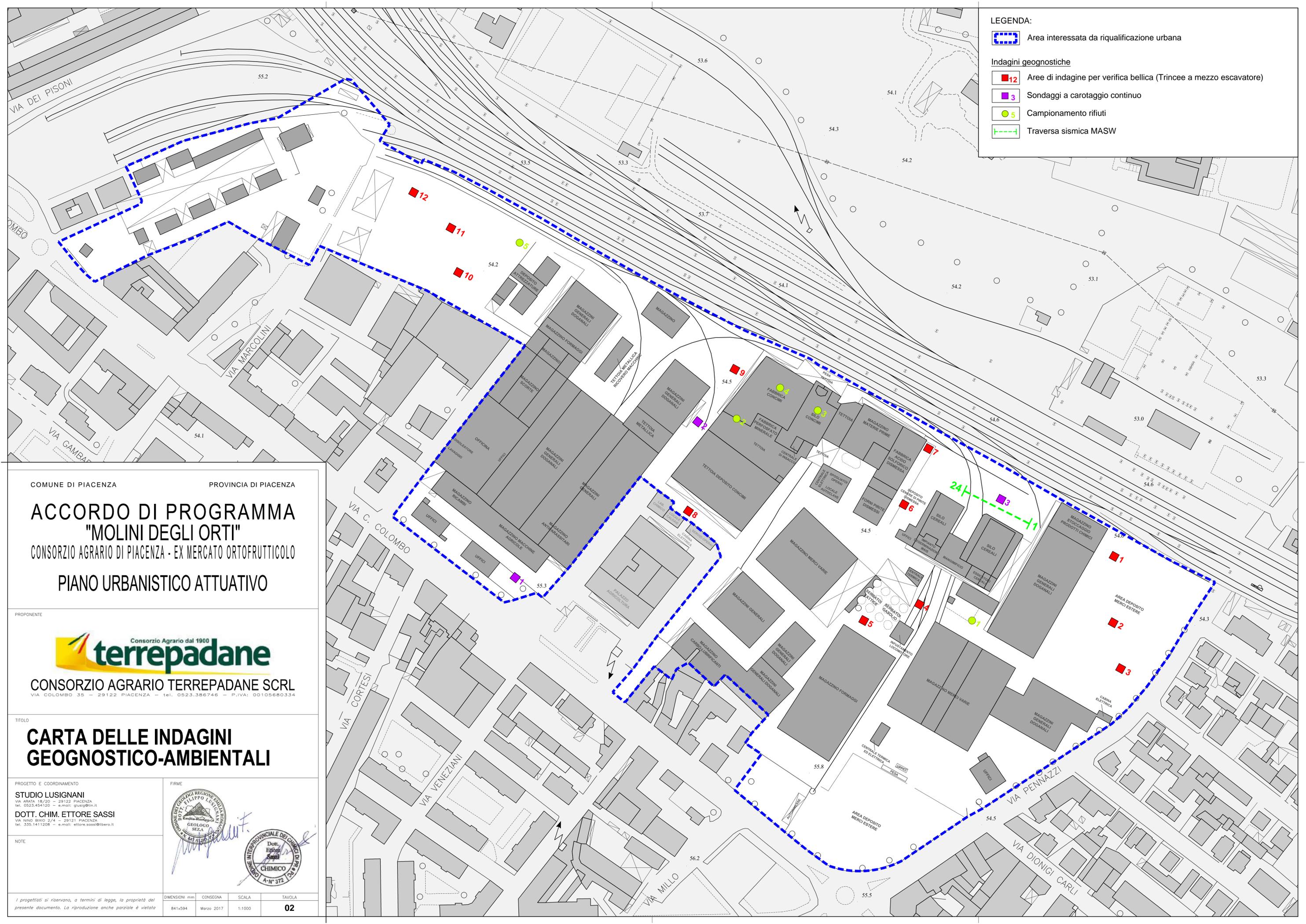
STUDIO LUSIGNANI
VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e-mail: glusignani@tin.it

DOTT. CHIM. ETTORE SASSI
VIA NINO BIXIO 2/4 - 29121 PIACENZA
tel. 335.1411208 - e-mail: ettore.sassi@libero.it

FIRME

PROGETTISTI SI RISERVA, A TERMINI DI LEGGE, LA PROPRIETÀ DEL PRESENTE DOCUMENTO. LA RIPRODUZIONE ANCHE PARZIALE È VIETATA	DIMENSIONI mm	CONSEGNA	SCALA	TAVOLA
	841x594	Marzo 2017	1:1000	01

- LEGENDA:**
-  Area interessata da riqualificazione urbana
 - Indagini geognostiche**
 -  12 Aree di indagine per verifica bellica (Trincee a mezzo escavatore)
 -  3 Sondaggi a carotaggio continuo
 -  5 Campionamento rifiuti
 -  Traversa sismica MASW



COMUNE DI PIACENZA PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI"

CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROPRONTE



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL
VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

CARTA DELLE INDAGINI GEOGNOSTICO-AMBIENTALI

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI
VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e-mail: glius@tin.it

DOTT. CHIM. ETTORE SASSI
VIA NINO BIXIO 2/4 - 29121 PIACENZA
tel. 335.1411208 - e-mail: ettore.sassi@libero.it

FIRME



NOTE

I progettisti si riservano, a termini di legge, la proprietà del presente documento. La riproduzione anche parziale è vietata

DIMENSIONI mm	CONSEGNA	SCALA	TAVOLA
841x594	Marzo 2017	1:1000	02

- LEGENDA:**
-  Area interessata da riqualificazione urbana
 -  Coperture in amianto in matrice cementizia
 -  Ubicazione punti di prelievo
 -  * Lastre a terra

COMUNE DI PIACENZA PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI"

CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROPRONENTE



terrepadane

CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL
VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

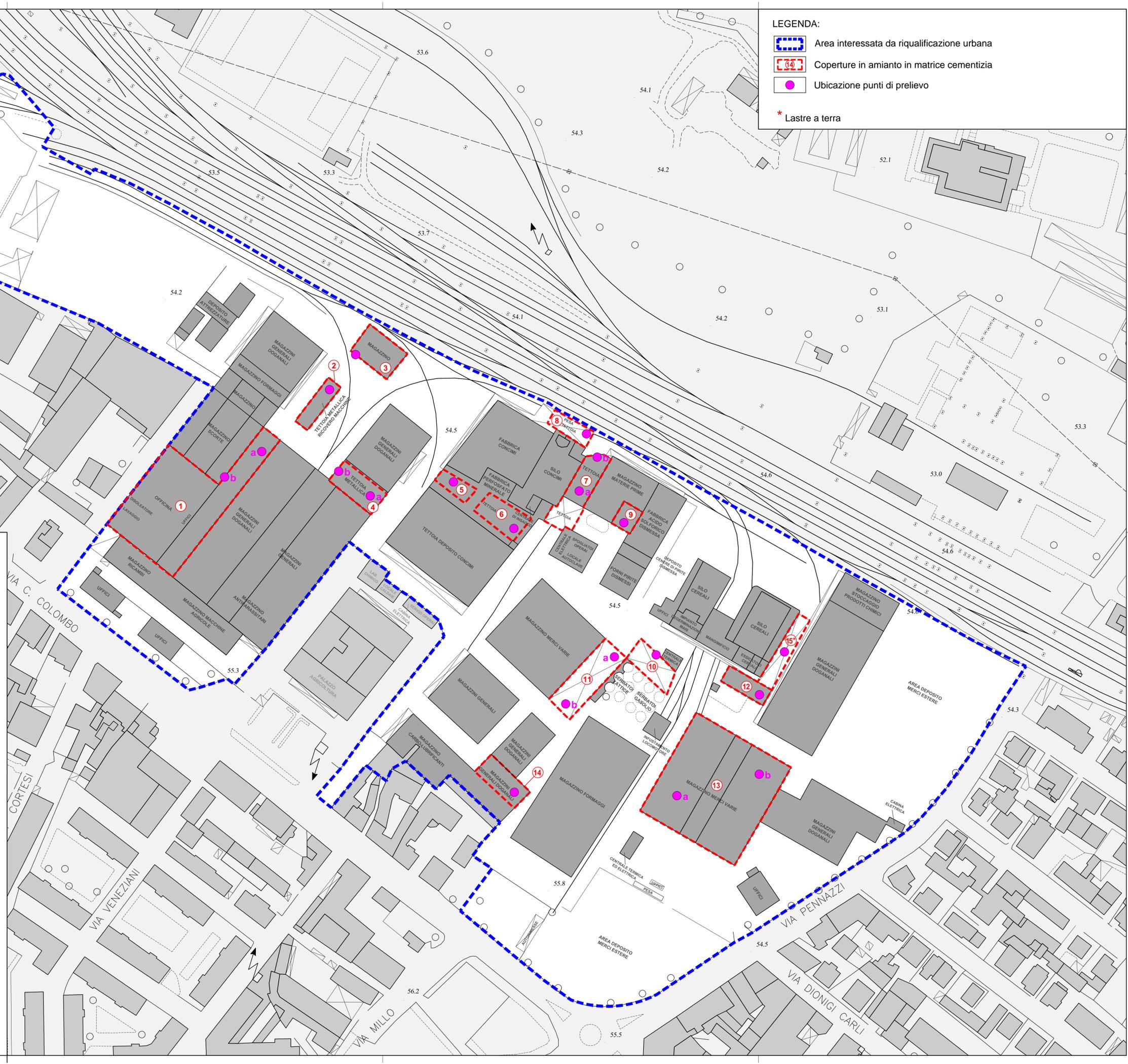
CARTOGRAFIA DELLE COPERTURE IN CEMENTO-AMIANTO

PROGETTO E COORDINAMENTO

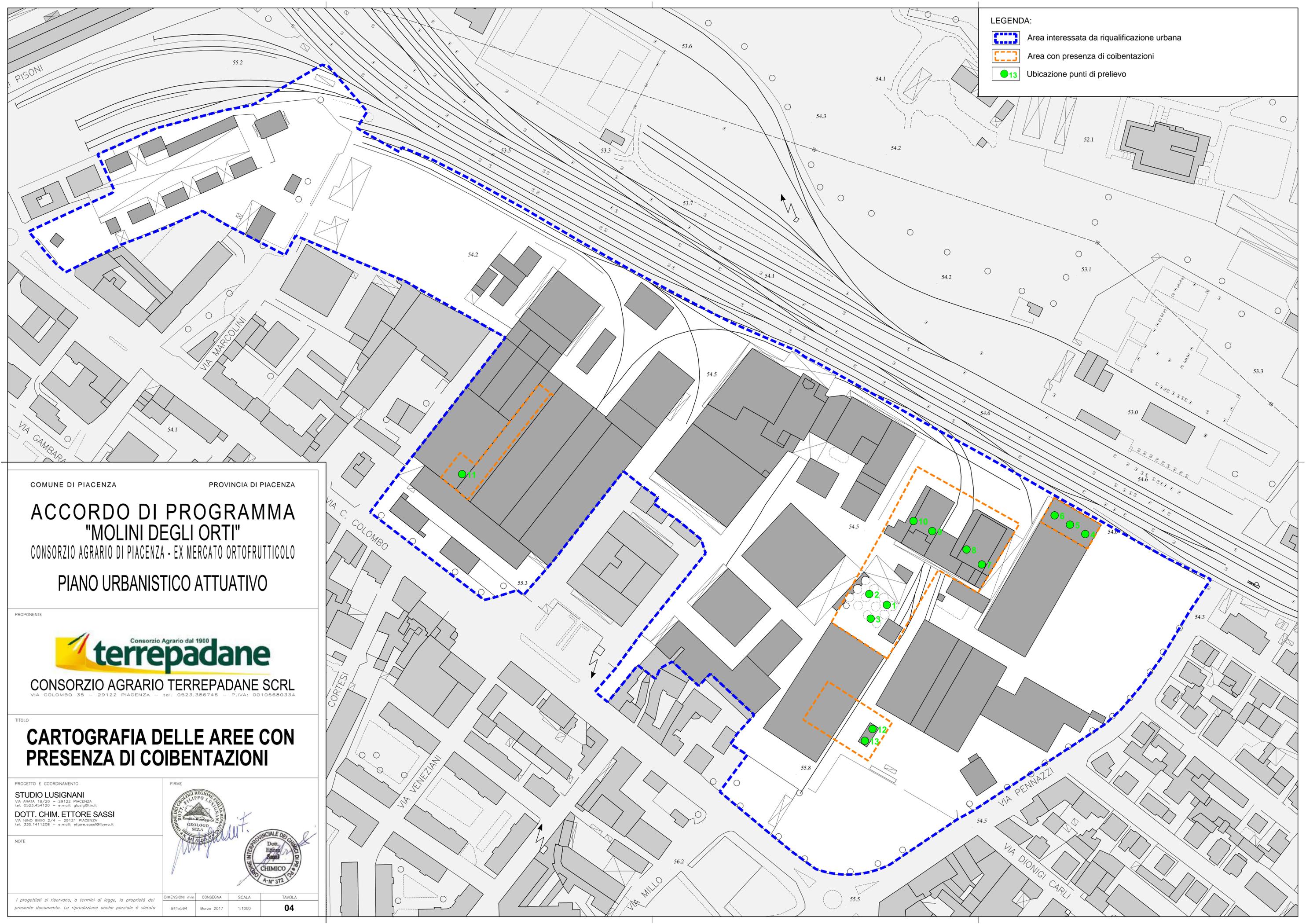
STUDIO LUSIGNANI
VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e-mail: glusignani@tin.it

DOTT. CHIM. ETTORE SASSI
VIA NINO BIXIO 2/4 - 29121 PIACENZA
tel. 339.1411208 - e-mail: ettore.sassi@libero.it

FIRME

- LEGENDA:
-  Area interessata da riqualificazione urbana
 -  Area con presenza di coibentazioni
 -  Ubicazione punti di prelievo



COMUNE DI PIACENZA PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI"

CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROponente



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL
VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

CARTOGRAFIA DELLE AREE CON PRESENZA DI COIBENTAZIONI

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI
VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e-mail: gius@lm.it

DOTT. CHIM. ETTORE SASSI
VIA NINO BIXIO 2/4 - 29121 PIACENZA
tel. 335.1411208 - e-mail: ettore.sassi@libero.it

FIRME



NOTE

AREA	SUPERFICIE
A	5.200 mq
B	5.700 mq
C	7.600 mq
D	4.700 mq
E	280 mq
F	110 mq
G	50 mq
H	50 mq
I	260 mq
L	260 mq
M	260 mq

- LEGENDA:**
- Area interessata da riqualificazione urbana
 - Area a rischio potenziale: metalli pesanti
 - Area a rischio potenziale: idrocarburi
 - Area da sottoporre a eventuale bonifica a seguito di indagine preliminare
 - Serbatoio metallico uso commerciale nazionale (2 mc)
 - Serbatoi metallici uso riscaldamento privato oggetto di cambio di essenza (da olio combustibile a gasolio)
 - ① olio combustibile (50 mc) (ATZ 3/5)
 - ② olio combustibile-gasolio (10 mc - bonificato)
 - ③ gasolio combustibile (2,5 mc) / gasolio combustibile (3,4 mc)
 - ④ gasolio combustibile (2,5 mc)
 - ⑦ olio combustibile (12 mc)
 - ⑧ gasolio combustibile (15 mc)
 - Serbatoi metallici uso riscaldamento privato da disattivare
 - ① petrolio adulterato riscaldamento domestico (21,18 mc)
 - ② benzina super (21,62 mc)
 - ③ gasolio combustibile (24,932 mc)
 - ④ petrolio adulterato riscaldamento domestico (62,86 mc)
 - ⑤ gasolio combustibile (21,47 mc)
- (bonificati)

COMUNE DI PIACENZA PROVINCIA DI PIACENZA

ACCORDO DI PROGRAMMA "MOLINI DEGLI ORTI"

CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

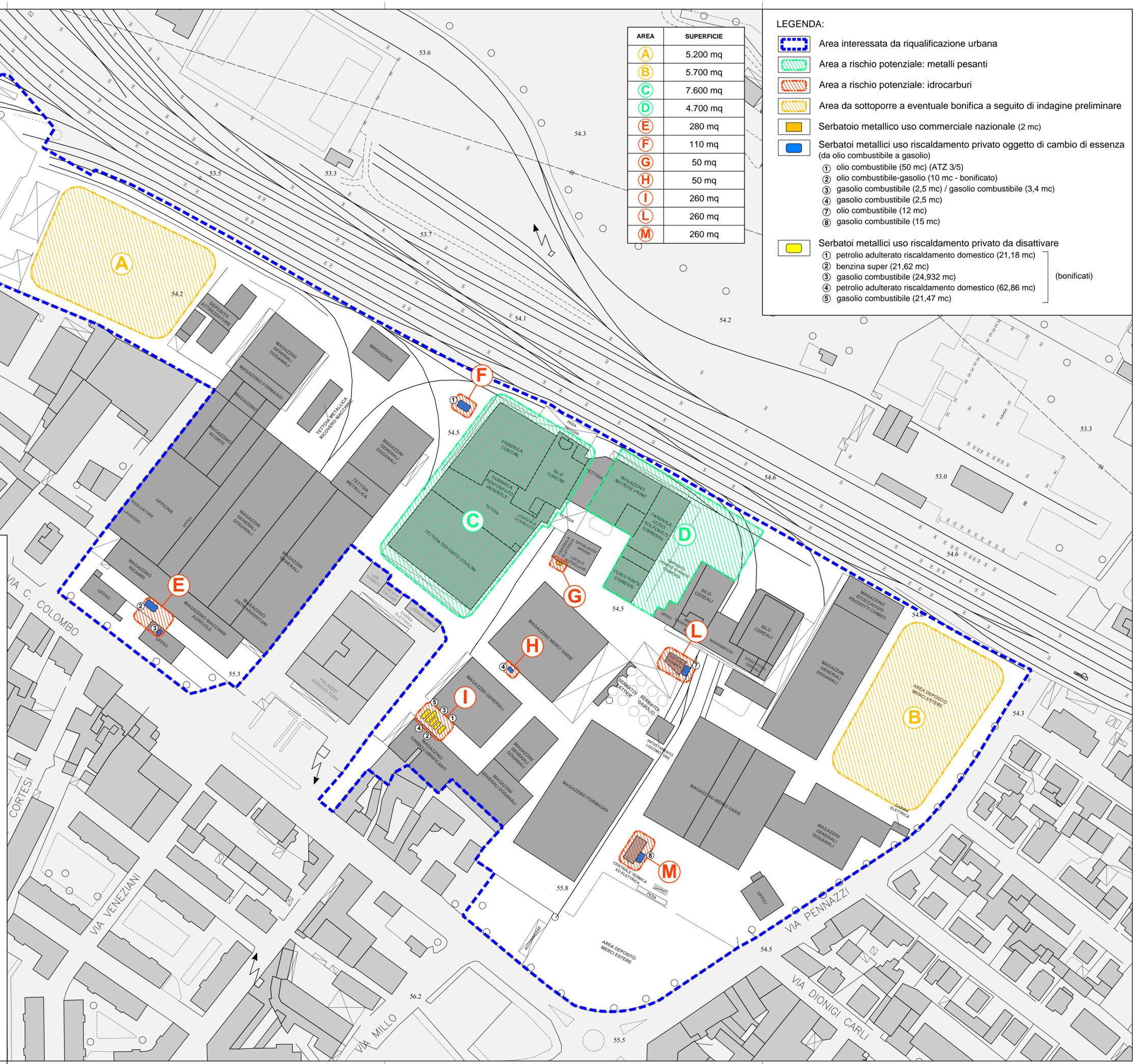
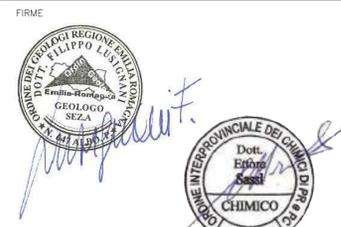


CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL
VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

CARTOGRAFIA DELLE AREE A MAGGIOR RISCHIO POTENZIALE

PROGETTO E COORDINAMENTO
STUDIO LUSIGNANI
VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e-mail: glusignani@tin.it

DOTT. CHIM. ETTORE SASSI
VIA NINO BIXIO 2/4 - 29121 PIACENZA
tel. 335.1411208 - e-mail: ettore.sassi@libero.it



LEGENDA:

-  Area interessata da riqualificazione urbana
-  Area a rischio potenziale: metalli pesanti
-  Area a rischio potenziale: idrocarburi
-  Sondaggi a carotaggio continuo
-  Indagini per prelievo campioni terreno
-  Indagini per prelievo campioni fondo scavo

COMUNE DI PIACENZA PROVINCIA DI PIACENZA

**ACCORDO DI PROGRAMMA
"MOLINI DEGLI ORTI"**
CONSORZIO AGRARIO DI PIACENZA - EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

PROponente



CONSORZIO AGRARIO TERREPADANE SCRL
VIA COLOMBO 35 - 29122 PIACENZA - tel. 0523.386746 - P.IVA: 00105680334

TITOLO

**CARTOGRAFIA DEI PUNTI DI PRELIEVO
PER LA CARATTERIZZAZIONE**

PROGETTO E COORDINAMENTO

STUDIO LUSIGNANI
VIA ARATA 18/20 - 29122 PIACENZA
tel. 0523.454120 - e-mail: glusig@tm.it

DOTT. CHIM. ETTORE SASSI
VIA NINO BIXIO 2/4 - 29121 PIACENZA
tel. 335.1411208 - e-mail: ettore.sassi@libero.it

FIRME



NOTE

I progettisti si riservano, a termini di legge, la proprietà del presente documento. La riproduzione anche parziale è vietata

DIMENSIONI mm	CONSEGNA	SCALA	TAVOLA
841x594	Marzo 2017	1:1000	06

