PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT

PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75

PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO RESIDENZIALE

REALIZZAZIONE VASCA IDROMASSAGGIO INTERNA

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

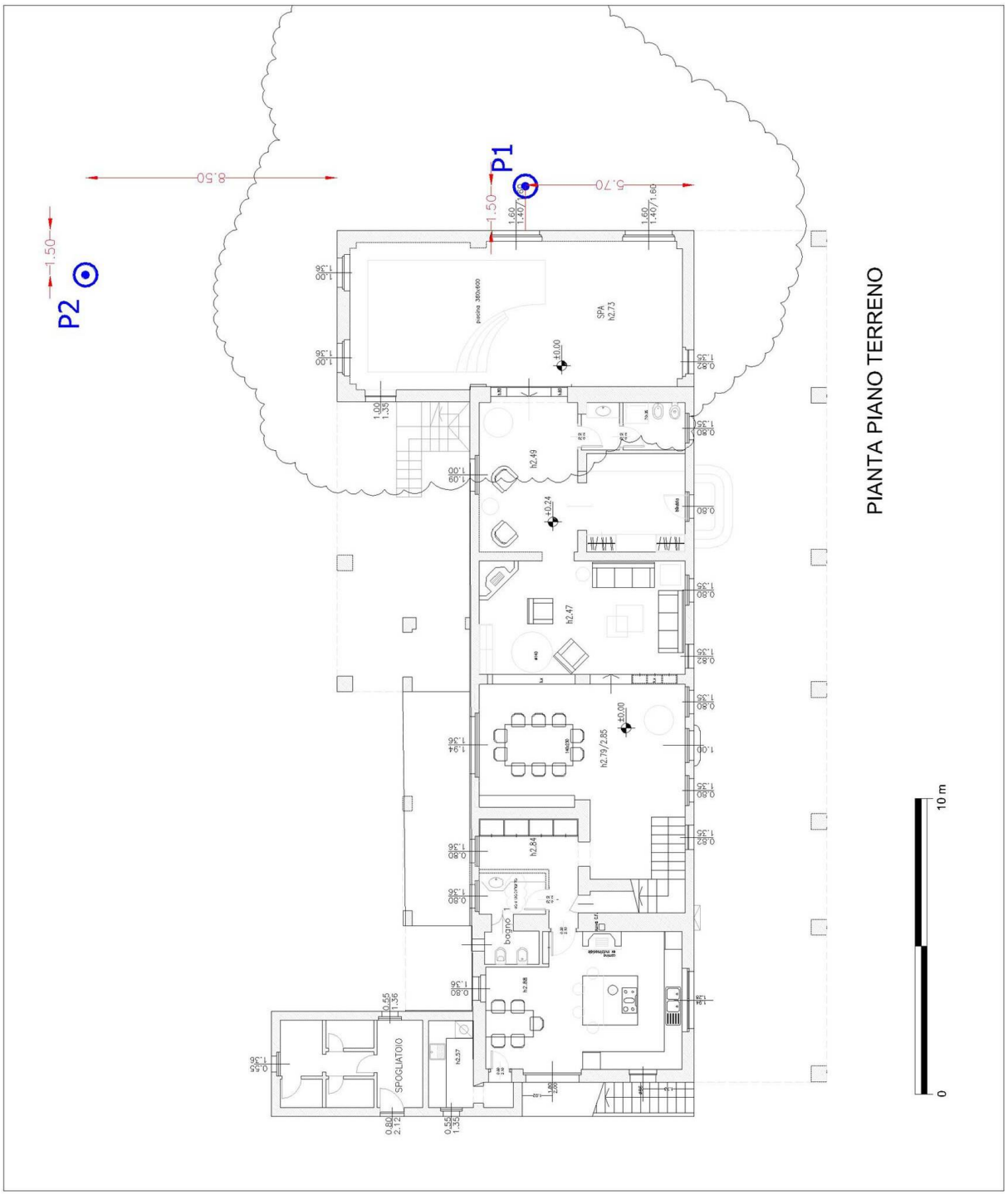
COMMITTENTE: La Valle S.p.A. – via Privata Tacito, 12 – 20094 Corsico (MI)

CANTIERE: ***strada Canarazzo – Cascina Stanga Verde - 27100 Pavia***

DATA: ***Giugno 2017***

ALLEGATO 1 – UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

PLANIMETRIA CAMPO-PROVE


P1
P2
8.50
5.70
1.50
1.50
PIANTA PIANO TERRENO
SPA
h2.73
piscina 380x690
±0.00
h2.49
±0.24
h2.47
±0.00
h2.79/2.85
h2.84
bagno 1
SPOGLIATOIO
h2.57
10 m
0

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT
PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75

PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO RESIDENZIALE
REALIZZAZIONE VASCA IDROMASSAGGIO INTERNA

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

COMMITTENTE: La Valle S.p.A. – via Privata Tacito, 12 – 20094 Corsico (MI)

CANTIERE: ***strada Canarazzo – Cascina Stanga Verde - 27100 Pavia***

DATA: ***Giugno 2017***

ALLEGATO 2 – CERTIFICAZIONI DI PROVA
TABULAZIONE DATI DI TERRENO
DIAGRAMMI DI AVANZAMENTO (Nc)
CALCOLO DIAGRAMMATO RESISTENZA DI ROTTURA DINAMICA ALLA PUNTA (Rd)

Studio Geologico Boninsegni e Laveni Associati
Via Galeno, 17 - 20033 Desio (Milano)
Tel. e Fax 0362/303925

Certificato: 10-17

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : **SCPT**

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla Certificato	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : SCPT

PESO MASSA BATTENTE	M	= 73,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H	= 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms	= 30,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D	= 50,80 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A	= 20,27 cm²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α	= 60 °
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La	= 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma	= 8,00 kg
PROF. GIUNZIONE 1ª ASTA	P1	= 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	δ	= 0,30 m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N	= N(30) $\Rightarrow$ Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI	
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q	= (MH)/(Aδ) = 9,00 kg/cm² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	βt	= Q/Qspt = 1,150 (teoricamente : Nspt = βt N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$\mathbf{Rpd = M^2 H / [A\ e\ (M+P)] = M^2 H N / [A\ \delta\ (M+P)]}$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N
M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)
1 kg/cm² = 0.098067 MPa =~ 0,1 MPa 1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm² 1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa 1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

Studio Geologico Boninsegni e Laveni Associati
Via Galeno, 17 - 20033 Desio (Milano)
Tel. e Fax 0362/303925

Certificato: 10-17

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- cantiere : Cascina Stanga Verde
- lavoro : Realizzazione vasca idromassaggio
- località : Pavia
- assist. cantiere :
- note :

- data prova : 14/06/2017
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 17/06/2017

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,30	7	41,4	2	1
0,30 - 0,60	13	77,0	6	1
0,60 - 0,90	9	53,3	5	1
0,90 - 1,20	5	27,6	6	2
1,20 - 1,50	20	110,5	7	2
1,50 - 1,80	50	276,2	48	2
1,80 - 2,10	50	258,8	----	3
2,10 - 2,40	50	258,8	----	3
2,40 - 2,70	50	258,8	----	3
2,70 - 3,00	50	258,8	----	3

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **SCPT**
- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,27** cm² - D(diam. punta)= **50,80 mm**

Studio Geologico Boninsegni e Laveni Associati
Via Galeno, 17 - 20033 Desio (Milano)
Tel. e Fax 0362/303925

Certificato: 10-17

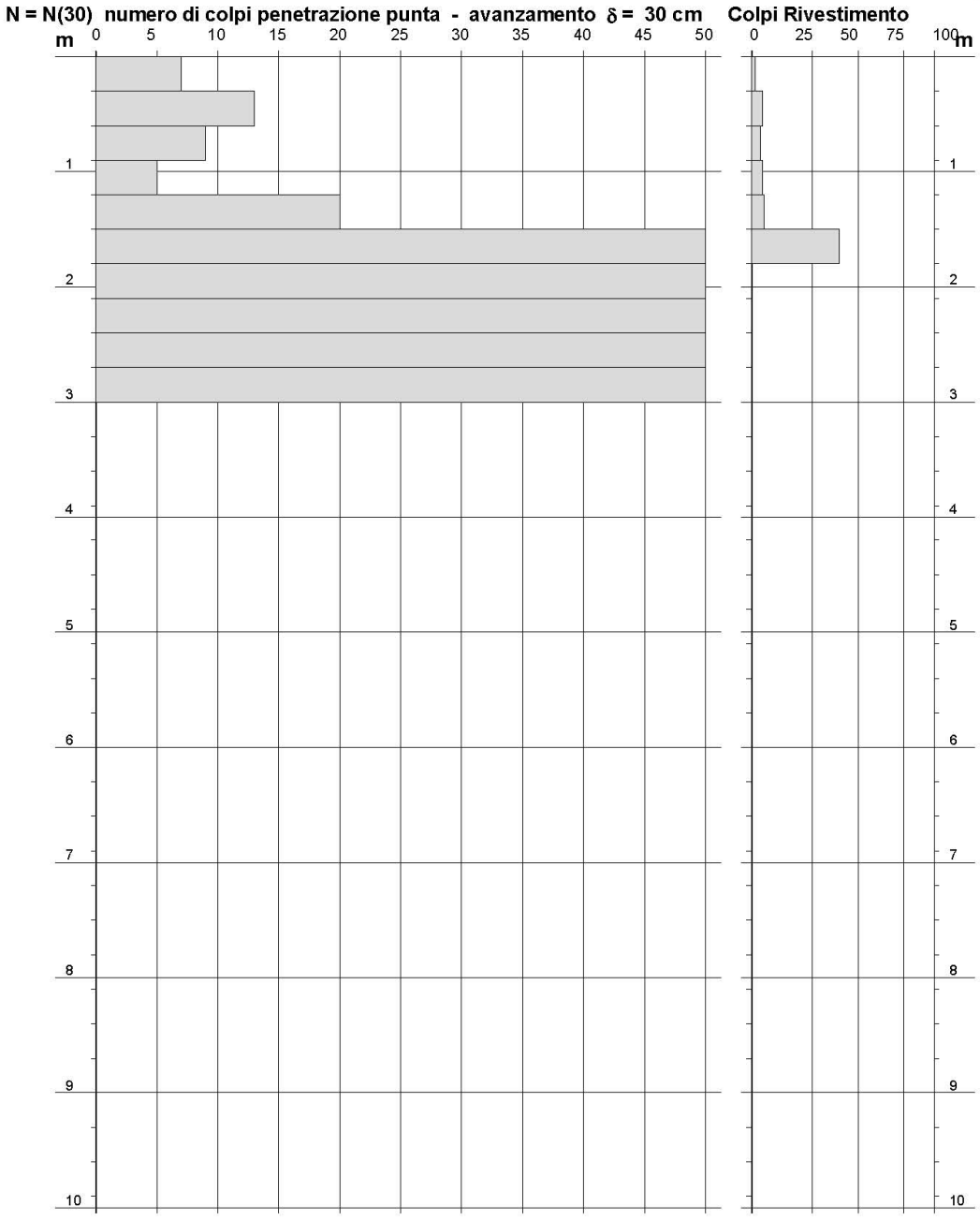
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIN 1
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - RIVESTIMENTO

Scala 1: 50

- cantiere : Cascina Stanga Verde
- lavoro : Realizzazione vasca idromassaggio
- località : Pavia

- data prova : 14/06/2017
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 17/06/2017

- assist. cantiere :
- note :



e-mail: boninsegni.laveni@libero.it

Studio Geologico Boninsegni e Laveni Associati
Via Galeno, 17 - 20033 Desio (Milano)
Tel. e Fax 0362/303925

Certificato: 10-17

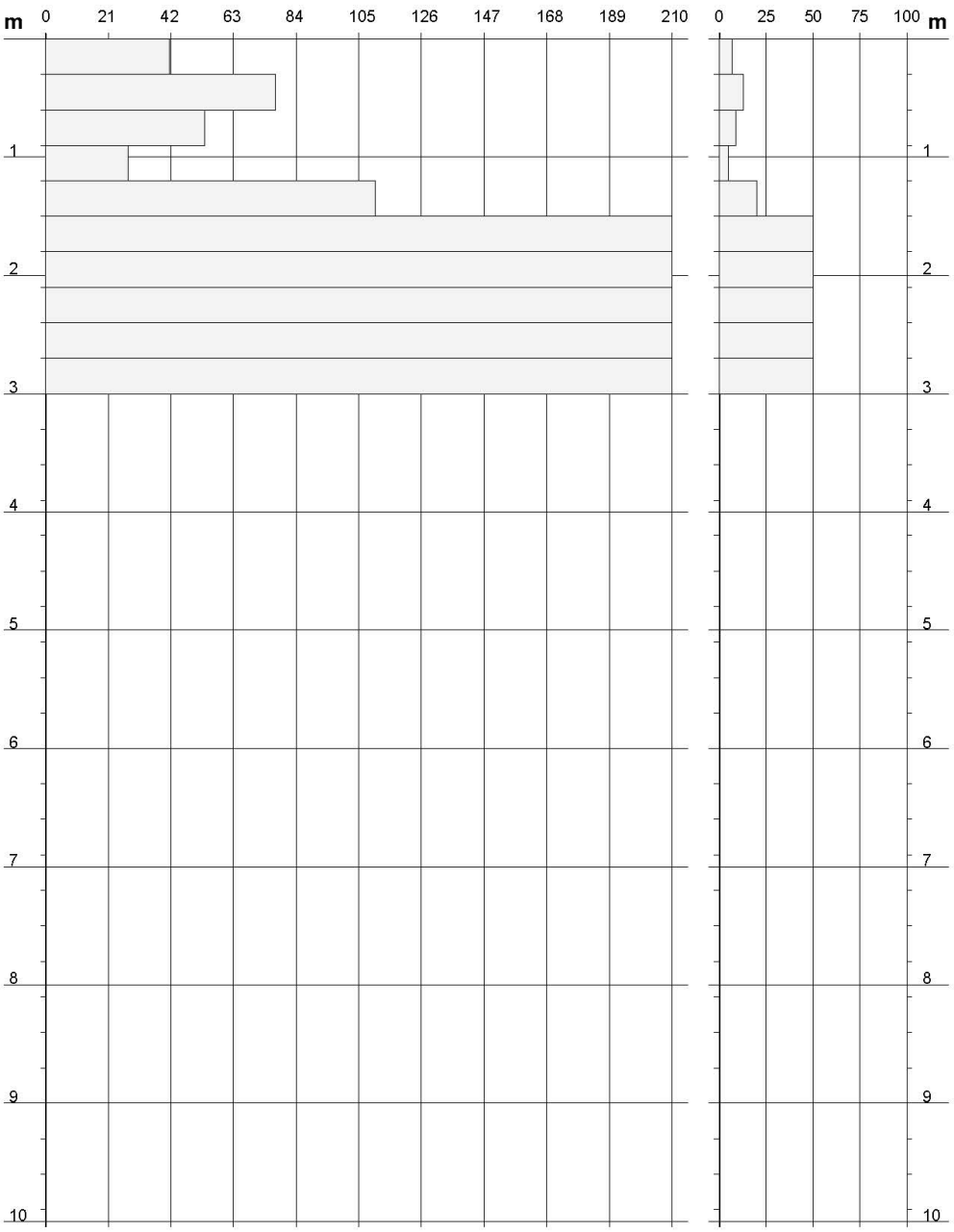
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIN 1
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

Scala 1: 50

- cantiere : Cascina Stanga Verde
- lavoro : Realizzazione vasca idromassaggio
- località : Pavia
- assist. cantiere :

- data prova : 14/06/2017
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 17/06/2017

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" **N = N(30) n° colpi δ = 30**



e-mail: boninsegni.laveni@libero.it

Studio Geologico Boninsegni e Laveni Associati
Via Galeno, 17 - 20033 Desio (Milano)
Tel. e Fax 0362/303925

Certificato: 10-17

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIN 2
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

- cantiere : Cascina Stanga Verde
- lavoro : Realizzazione vasca idromassaggio
- località : Pavia
- assist. cantiere :
- note :

- data prova : 14/06/2017
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio
- data emiss. : 17/06/2017

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,30	13	77,0	3	1
0,30 - 0,60	5	29,6	2	1
0,60 - 0,90	8	47,4	2	1
0,90 - 1,20	10	55,2	4	2
1,20 - 1,50	33	182,3	18	2
1,50 - 1,80	50	276,2	36	2
1,80 - 2,10	50	258,8	----	3
2,10 - 2,40	50	258,8	----	3
2,40 - 2,70	44	227,7	----	3
2,70 - 3,00	25	129,4	----	3
3,00 - 3,30	50	243,4	----	4
3,30 - 3,60	50	243,4	----	4
3,60 - 3,90	25	121,7	----	4
3,90 - 4,20	28	128,7	----	5
4,20 - 4,50	33	151,7	----	5
4,50 - 4,80	30	137,9	----	5
4,80 - 5,10	30	130,6	----	6
5,10 - 5,40	15	65,3	----	6
5,40 - 5,70	19	82,7	----	6
5,70 - 6,00	33	143,6	----	6
6,00 - 6,30	19	78,5	----	7
6,30 - 6,60	12	49,6	----	7
6,60 - 6,90	4	16,5	----	7
6,90 - 7,20	8	31,5	----	8
7,20 - 7,50	21	82,6	----	8
7,50 - 7,80	50	196,8	----	8
7,80 - 8,10	50	187,8	----	9

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **SCPT**
- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,27** cm² - D(diam. punta)= **50,80 mm**
- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

Studio Geologico Boninsegni e Laveni Associati
Via Galeno, 17 - 20033 Desio (Milano)
Tel. e Fax 0362/303925

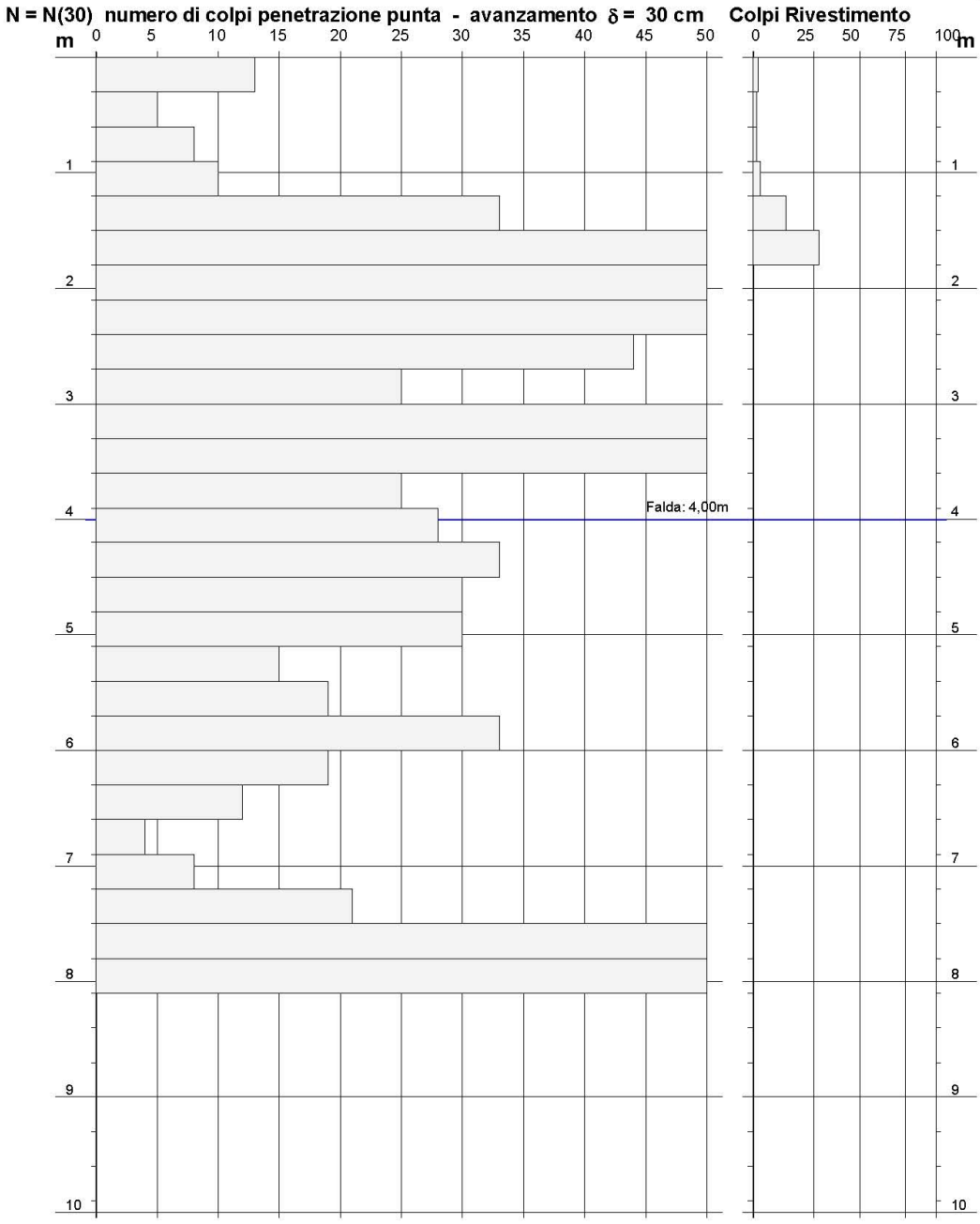
Certificato: 10-17

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIN 2
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - RIVESTIMENTO

Scala 1: 50

- cantiere : Cascina Stanga Verde
- lavoro : Realizzazione vasca idromassaggio
- località : Pavia
- assist. cantiere :
- note :

- data prova : 14/06/2017
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio
- data emiss. : 17/06/2017



e-mail: boninsegni.laveni@libero.it

Studio Geologico Boninsegni e Laveni Associati
Via Galeno, 17 - 20033 Desio (Milano)
Tel. e Fax 0362/303925

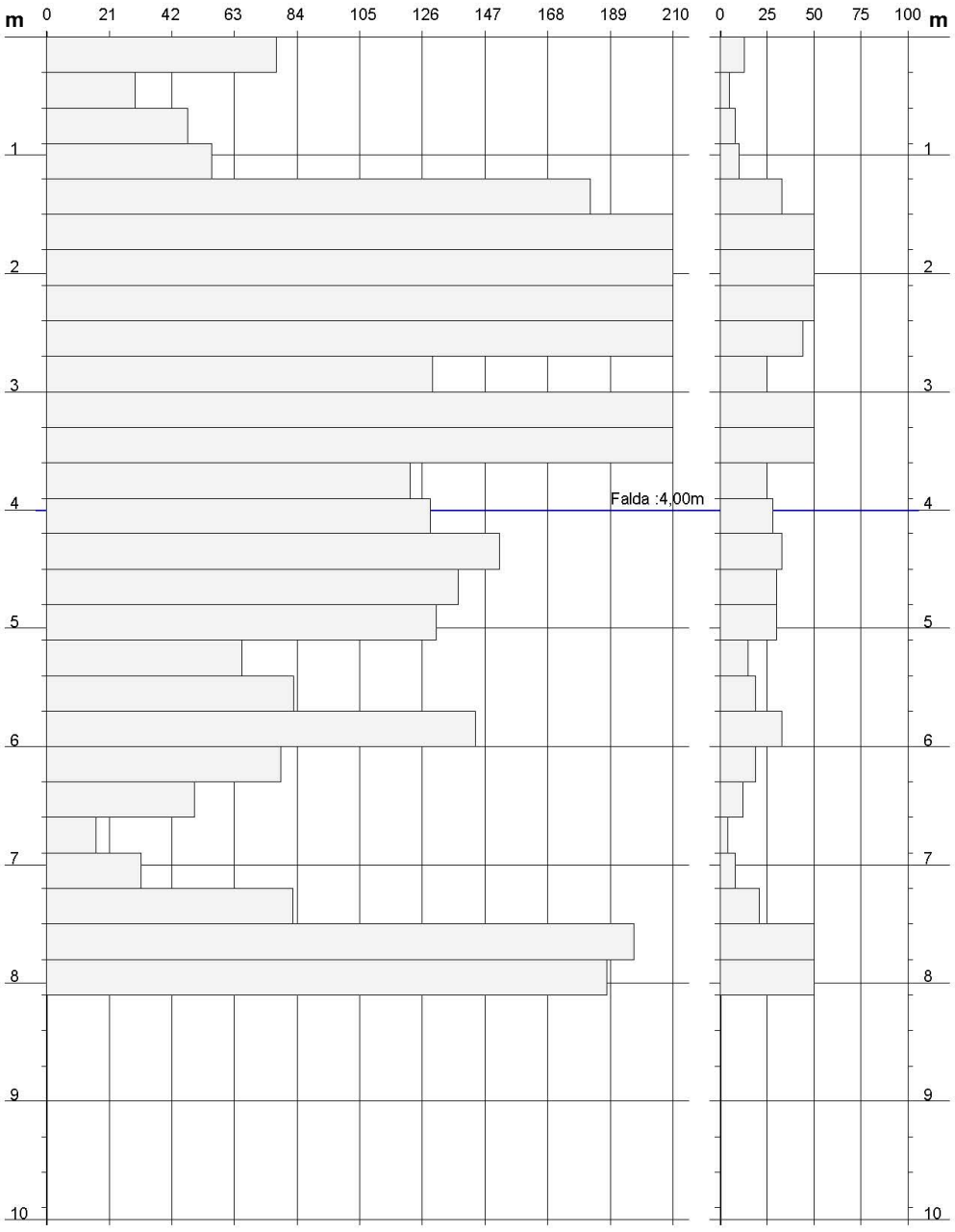
Certificato: 10-17

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIN 2
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

Scala 1: 50

- cantiere : Cascina Stanga Verde
- lavoro : Realizzazione vasca idromassaggio
- località : Pavia
- assist. cantiere :
- data prova : 14/06/2017
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio
- data emiss. : 17/06/2017

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" **N = N(30) n° colpi δ = 30**



e-mail: boninsegni.laveni@libero.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT
PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75

PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO RESIDENZIALE
REALIZZAZIONE VASCA IDROMASSAGGIO INTERNA

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

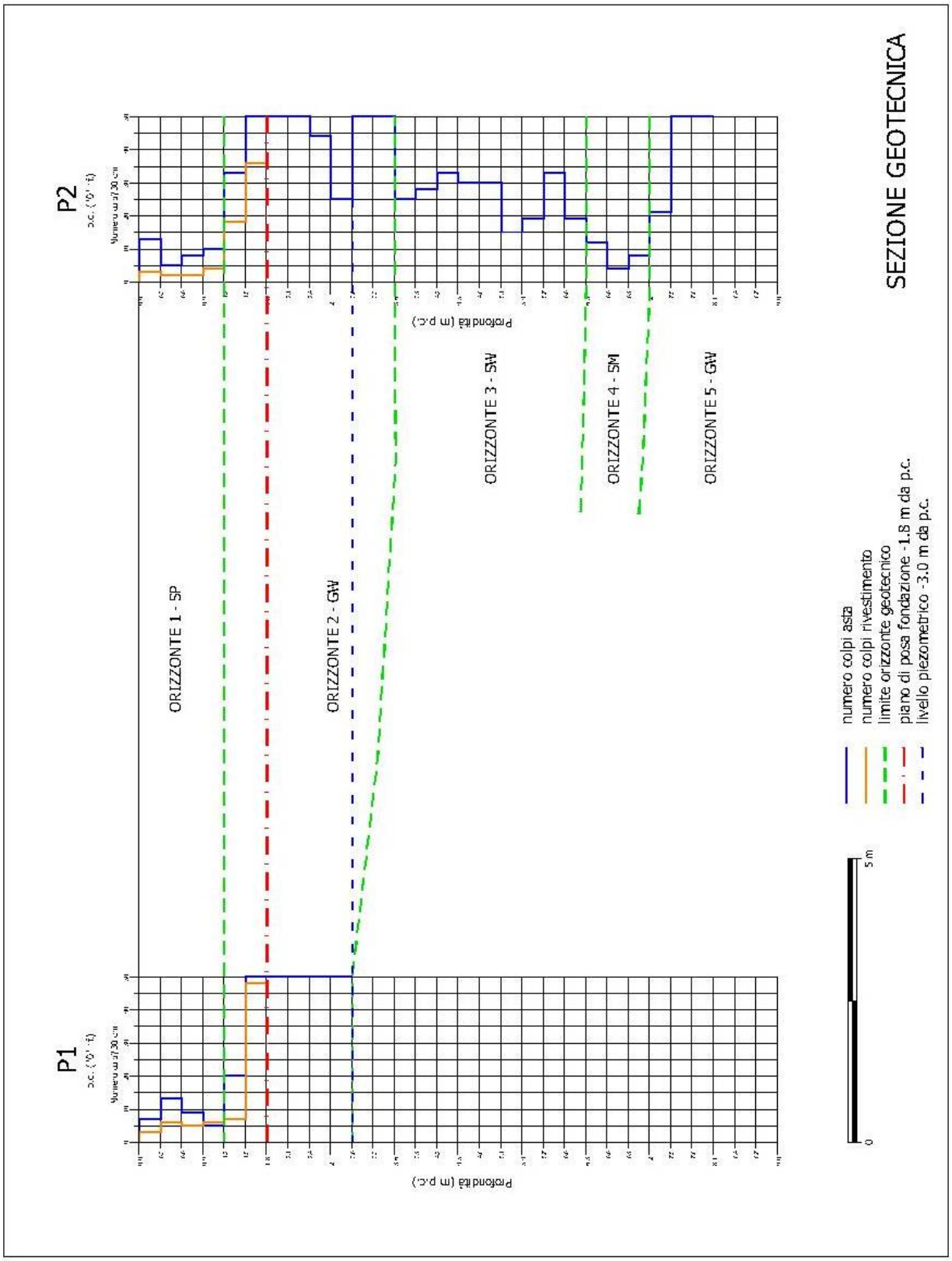
COMMITTENTE: La Valle S.p.A. – via Privata Tacito, 12 – 20094 Corsico (MI)

CANTIERE: ***strada Canarazzo – Cascina Stanga Verde - 27100 Pavia***

DATA: ***Giugno 2017***

ALLEGATO 3 – MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

SEZIONE GEOTECNICA


SEZIONE GEOTECNICA
P2
P1
Profondità (m p.c.)
ORIZZONTE 1 - SP
ORIZZONTE 2 - GW
ORIZZONTE 3 - SW
ORIZZONTE 4 - SM
ORIZZONTE 5 - GW
numero colpi asta
numero colpi rivestimento
limite orizzonte geotecnico
piano di posa fondazione -1.8 m da p.c.
livello piezometrico -3.0 m da p.c.
0
5 m

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT
PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75

PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO RESIDENZIALE
REALIZZAZIONE VASCA IDROMASSAGGIO INTERNA

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

COMMITTENTE: La Valle S.p.A. – via Privata Tacito, 12 – 20094 Corsico (MI)

CANTIERE: ***strada Canarazzo – Cascina Stanga Verde - 27100 Pavia***

DATA: ***Giugno 2017***

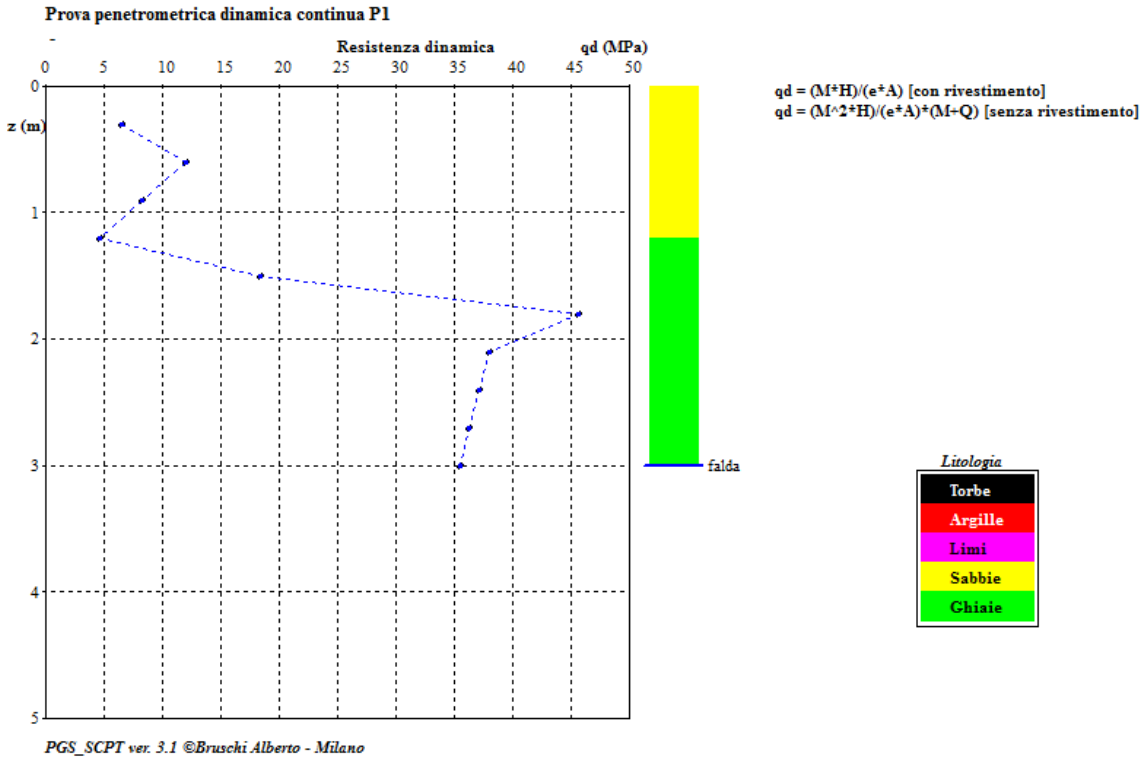
ALLEGATO 4 – REPORT GRAFICO

PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA IN CONTINUO

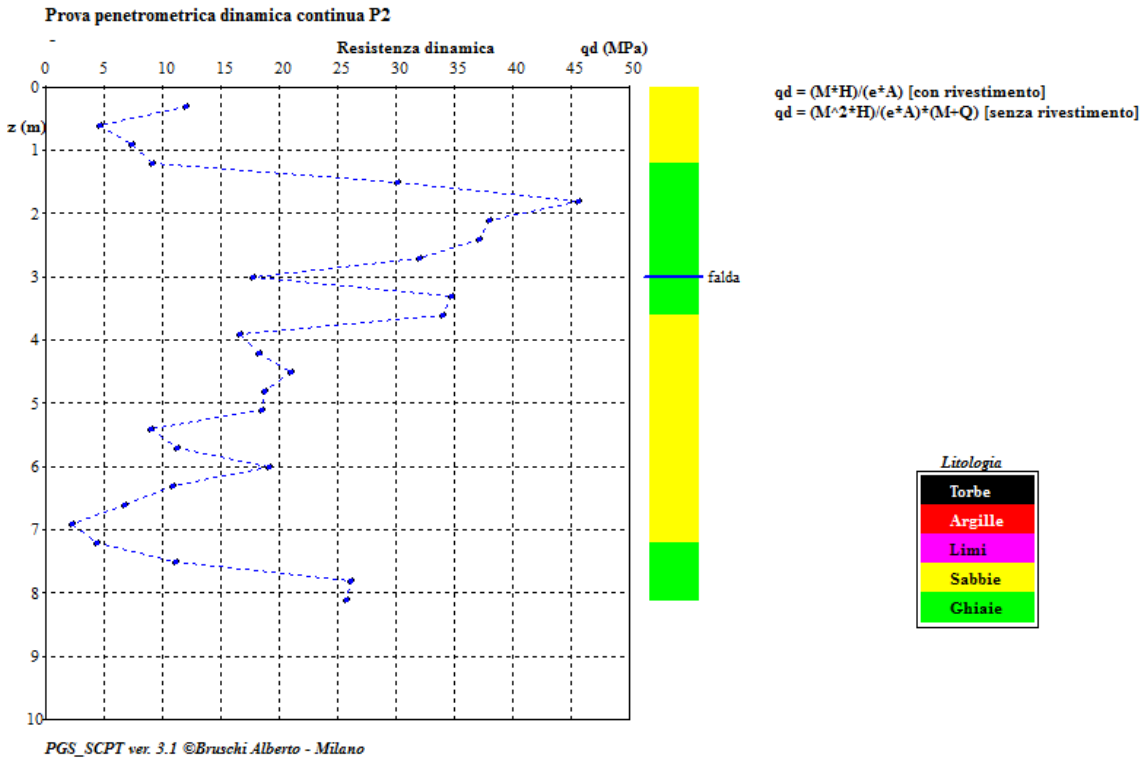
REPORT GRAFICO PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

RESISTENZA DINAMICA

Prova penetrometrica dinamica P1

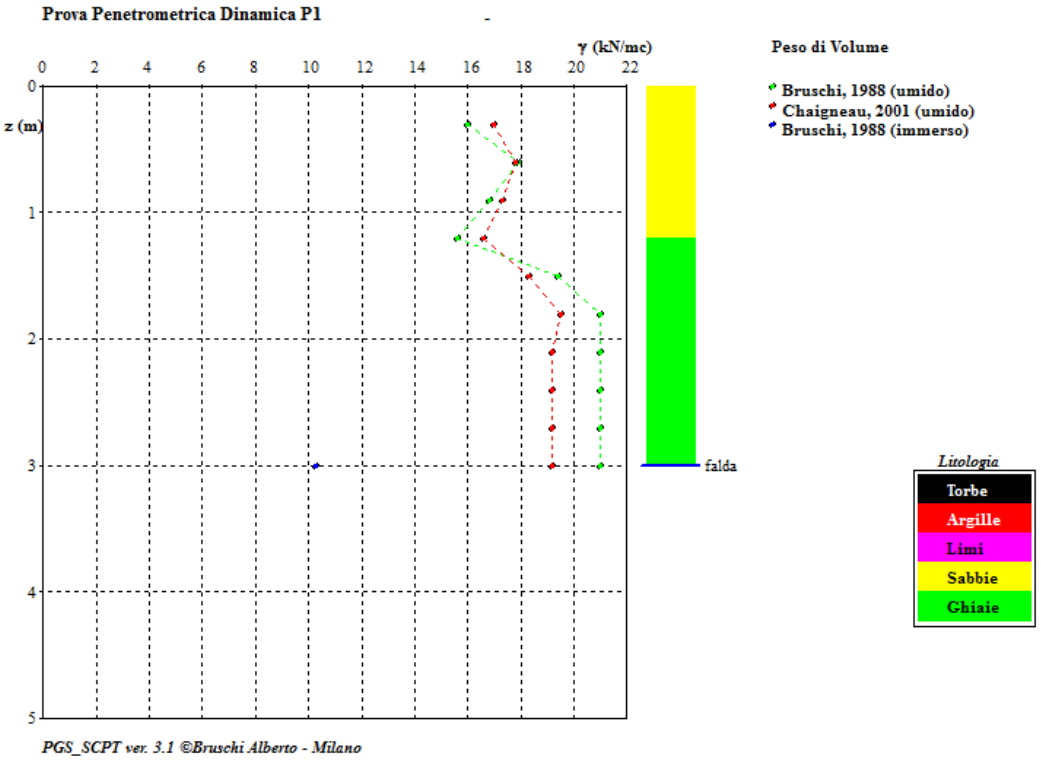


Prova penetrometrica dinamica P2

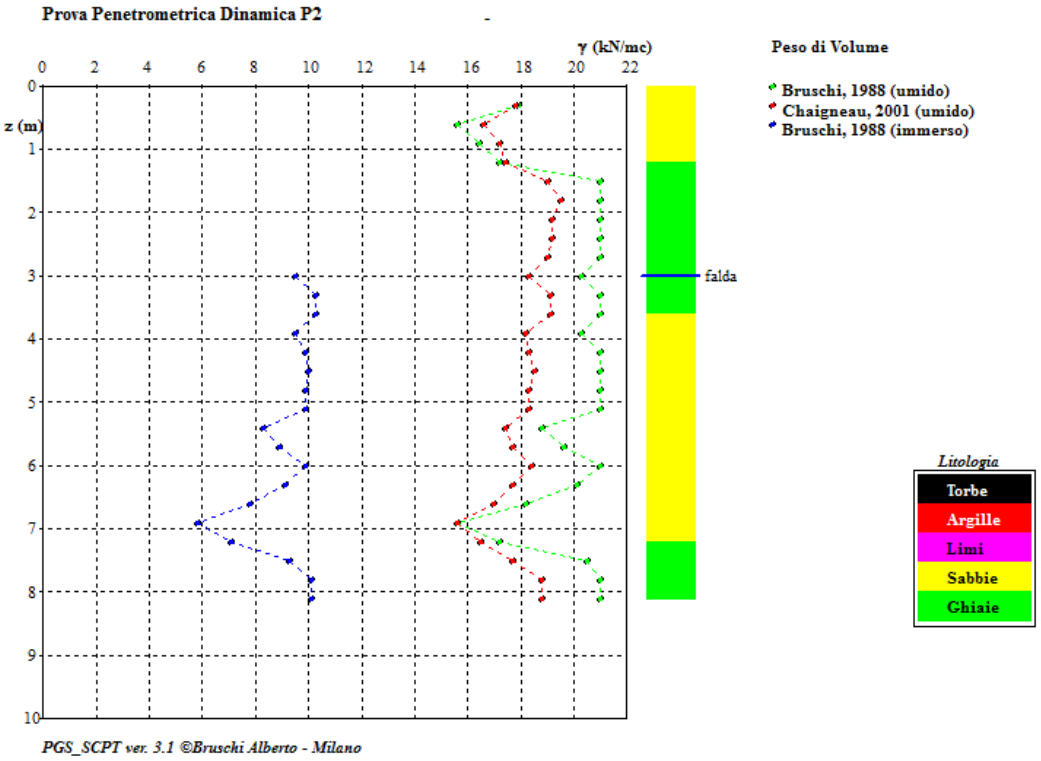


PESO DI VOLUME

Prova penetrometrica dinamica P1

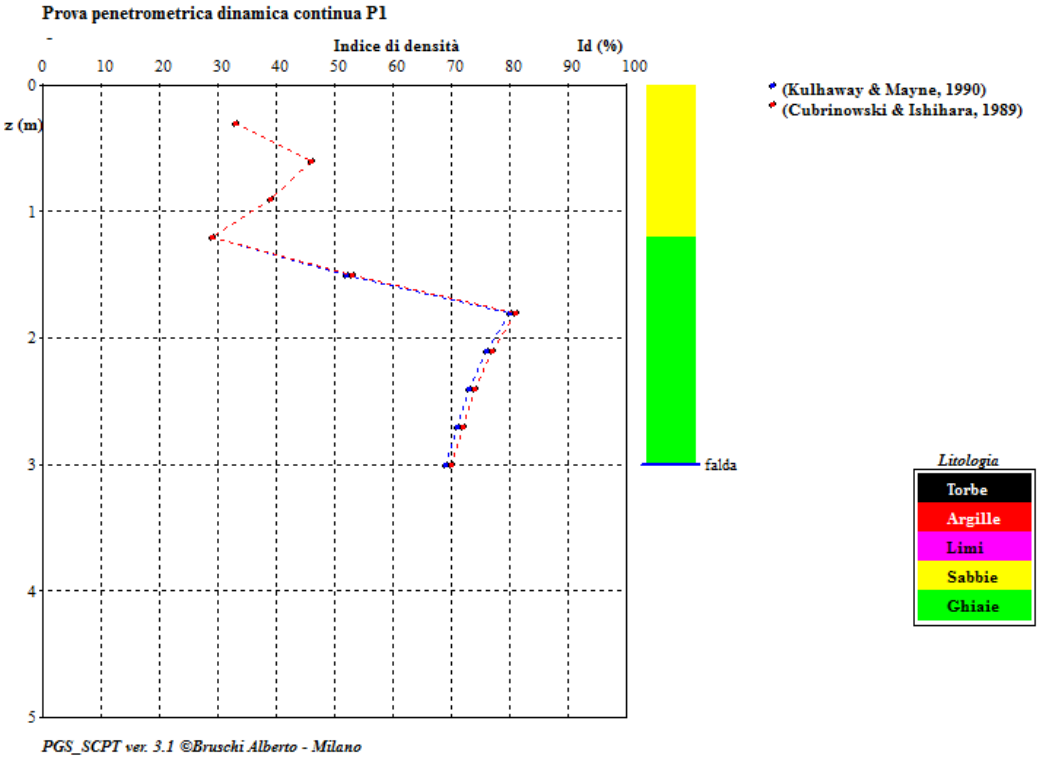


Prova penetrometrica dinamica P2

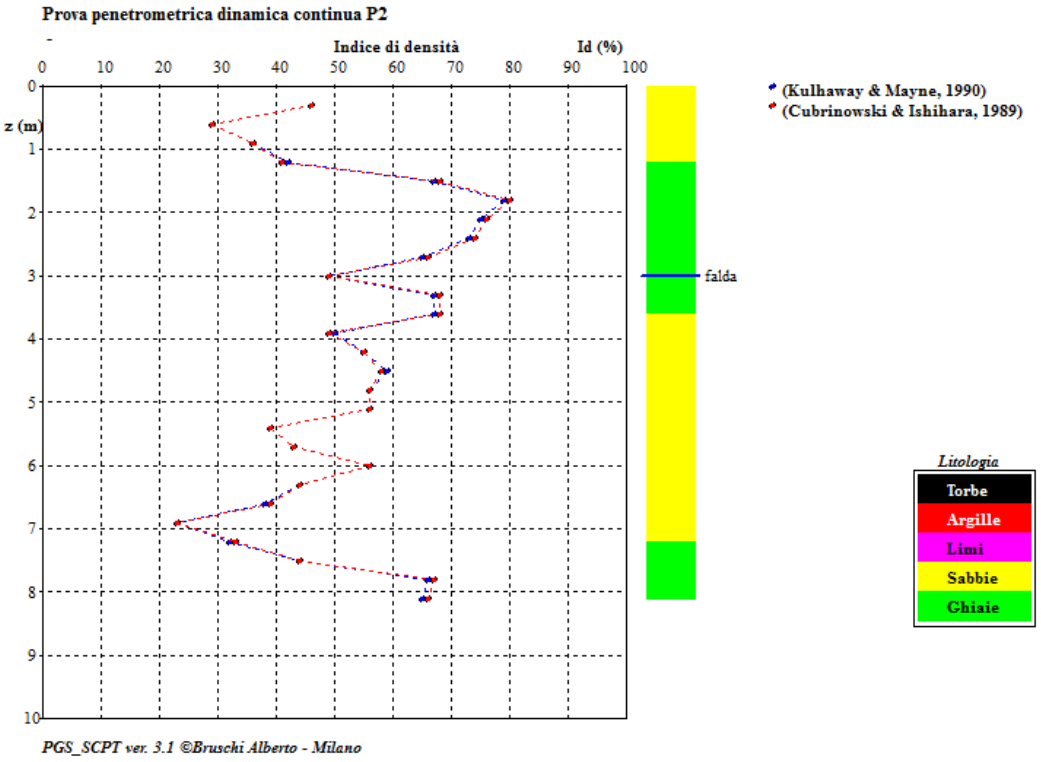


INDICE DI DENSITA'

Prova penetrometrica dinamica P1

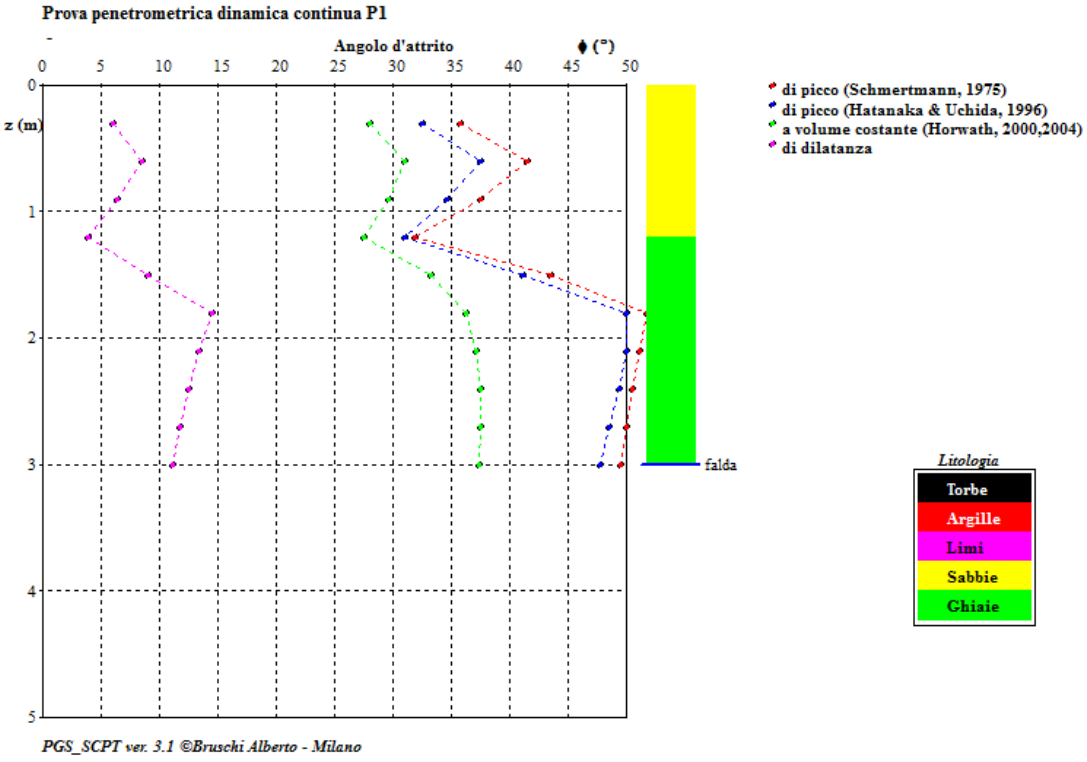


Prova penetrometrica dinamica P2

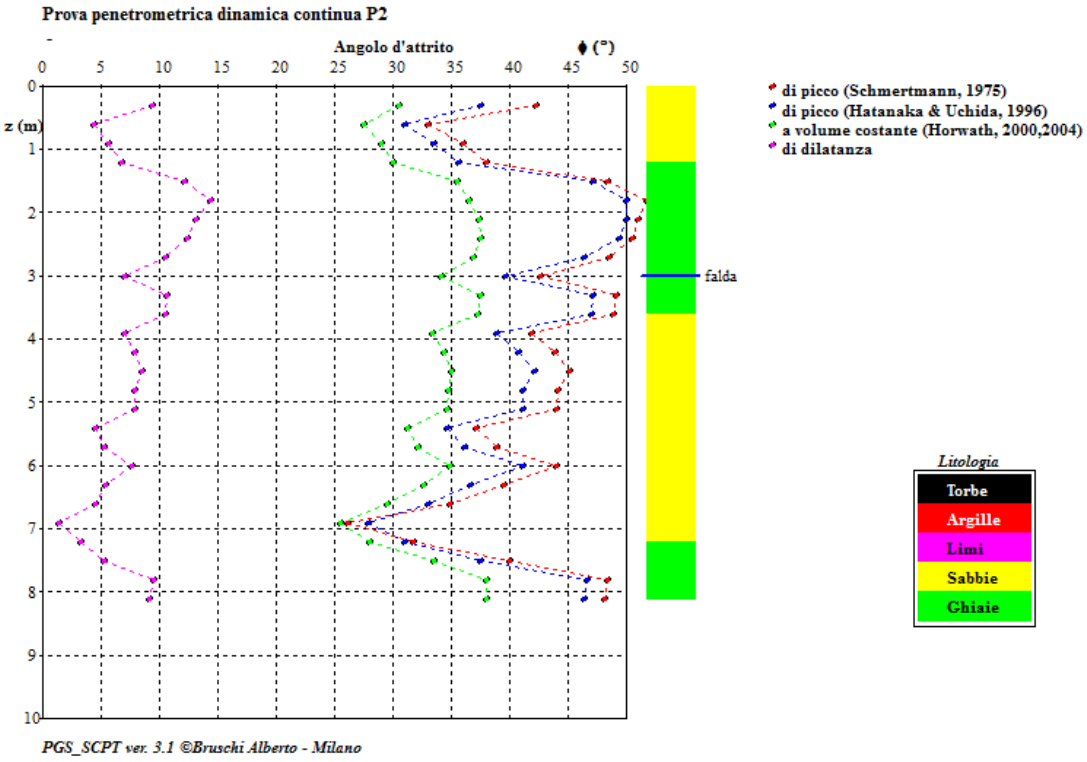


ANGOLO DI ATTRITO

Prova penetrometrica dinamica P1

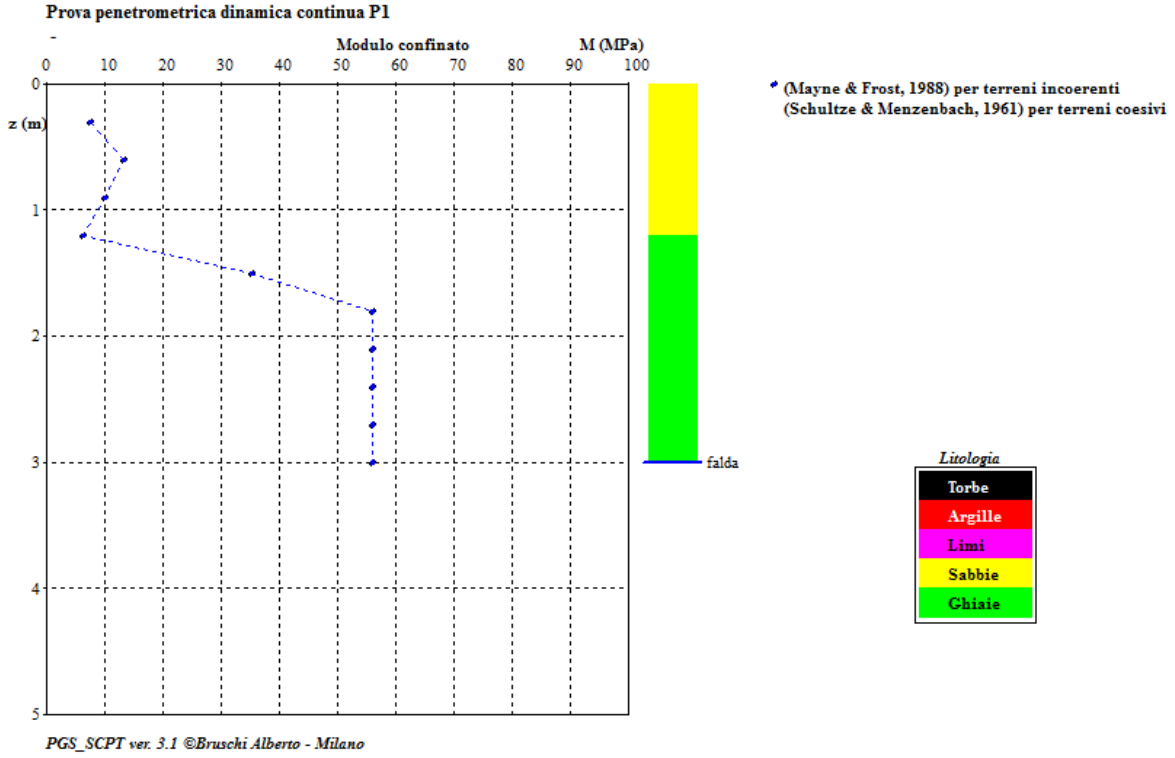


Prova penetrometrica dinamica P2

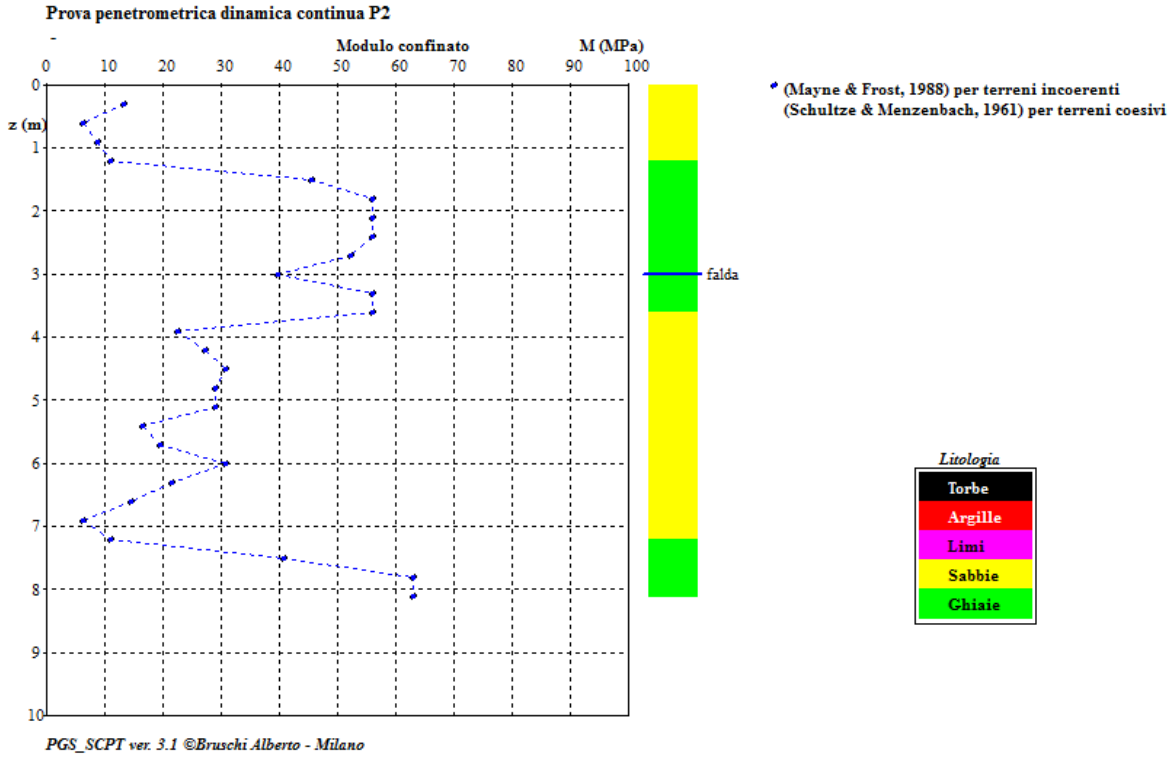


MODULO CONFINATO

Prova penetrometrica dinamica P1

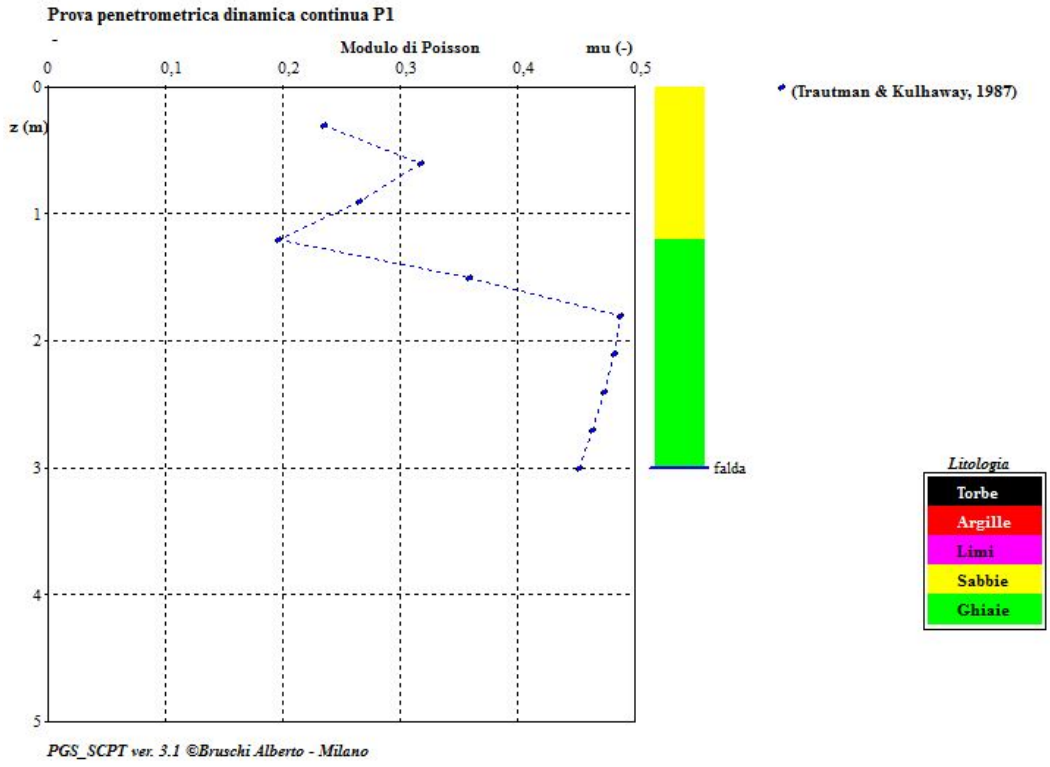


Prova penetrometrica dinamica P2

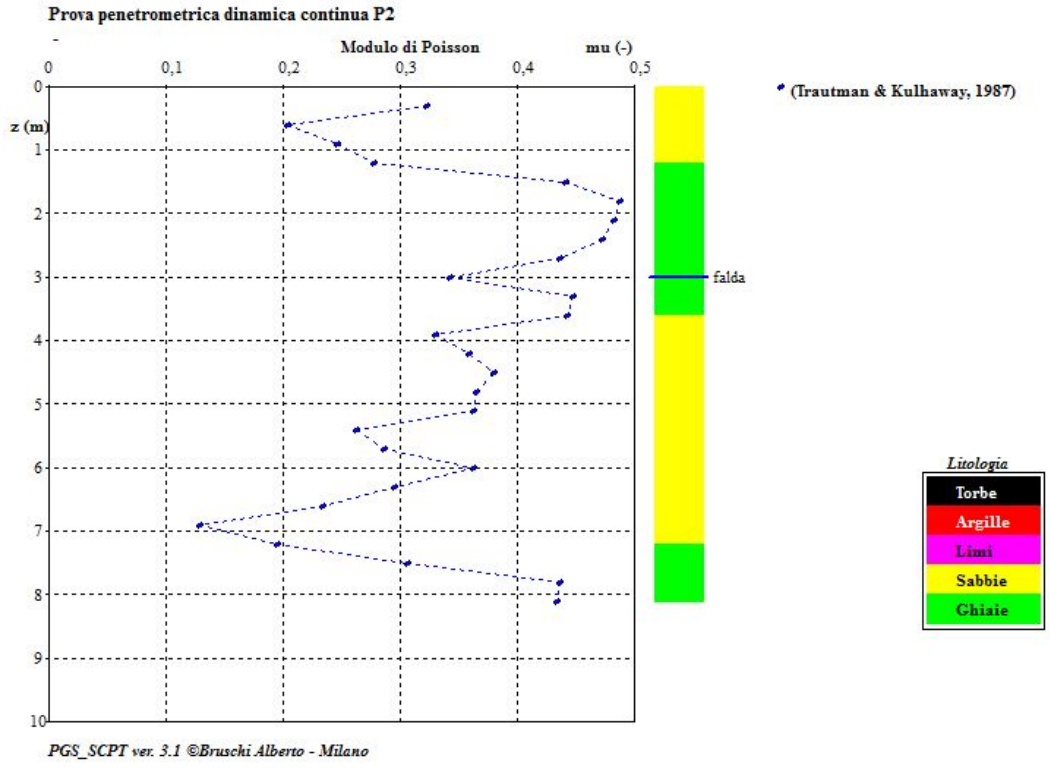


MODULO DI POISSON

Prova penetrometrica dinamica P1

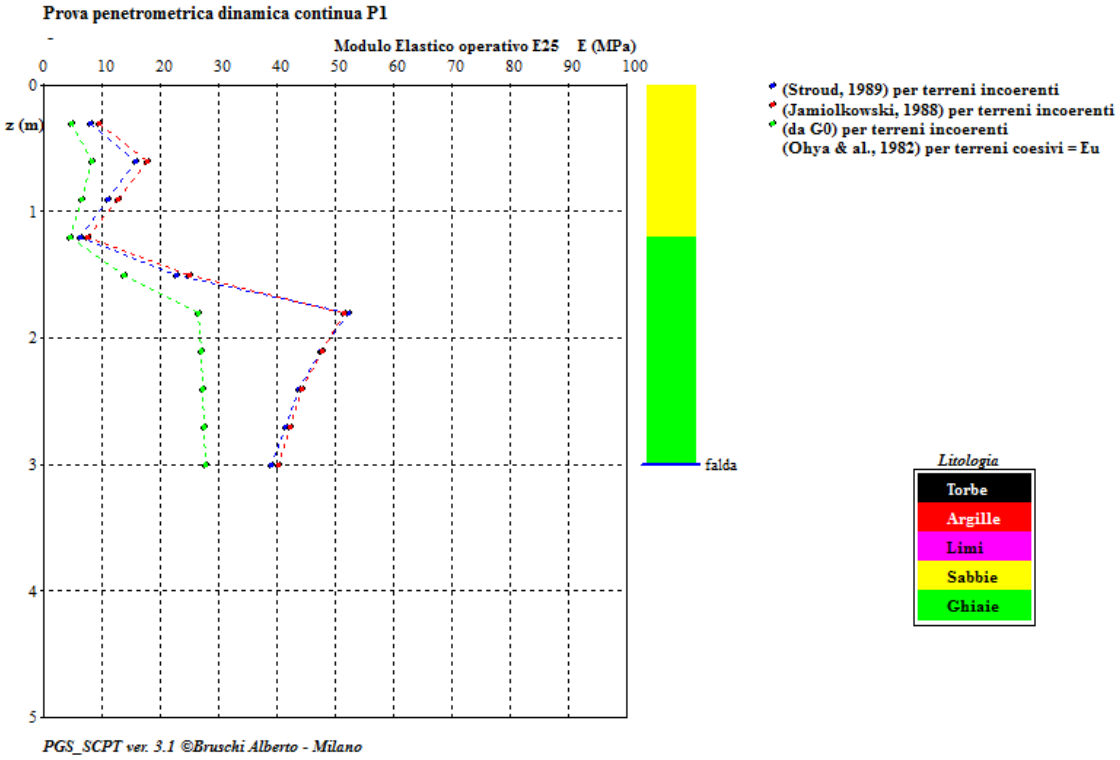


Prova penetrometrica dinamica P2

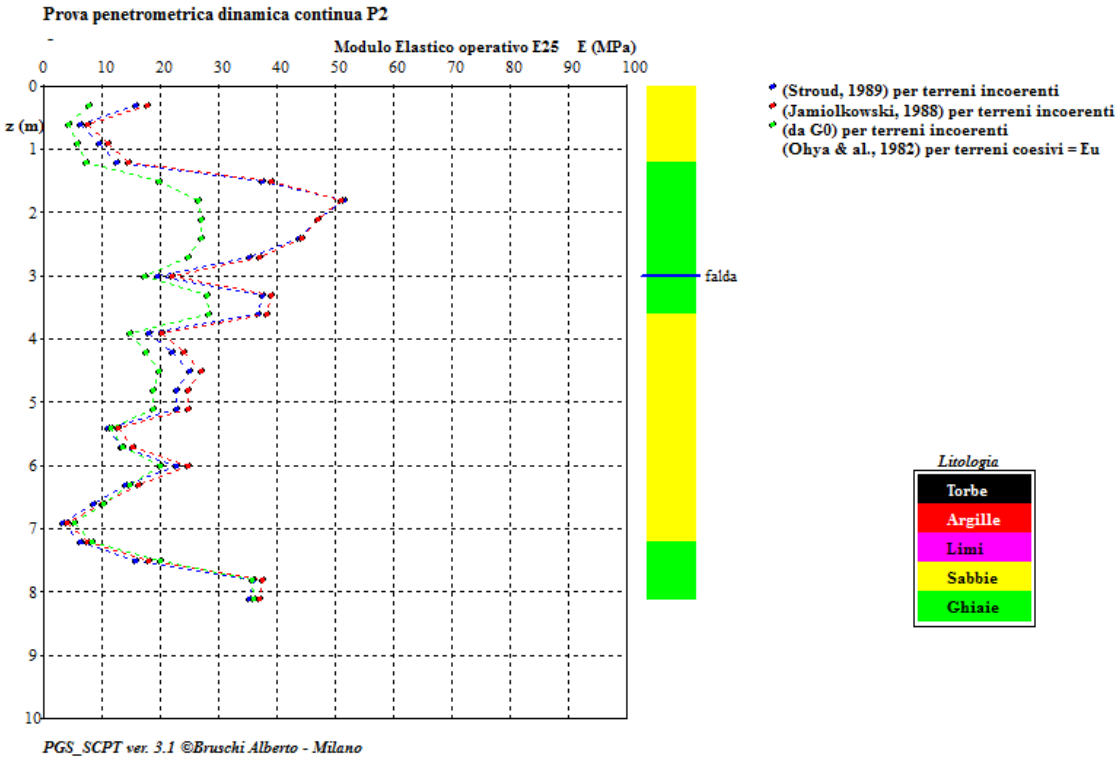


MODULO DI YOUNG

Prova penetrometrica dinamica P1

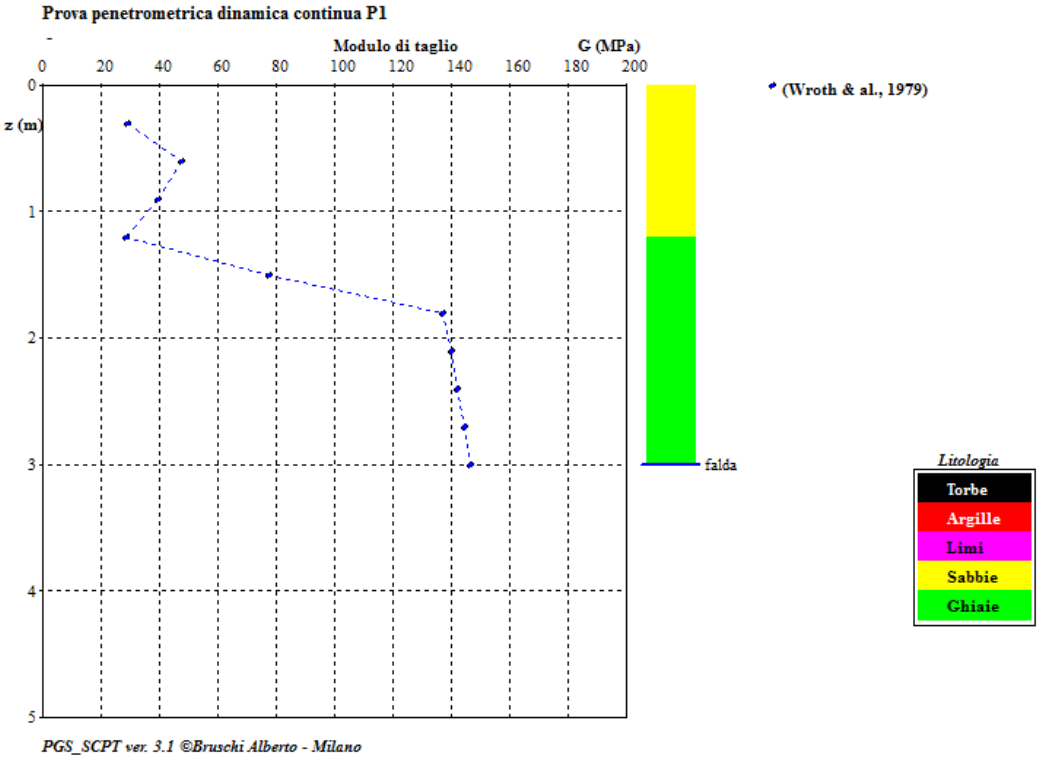


Prova penetrometrica dinamica P2

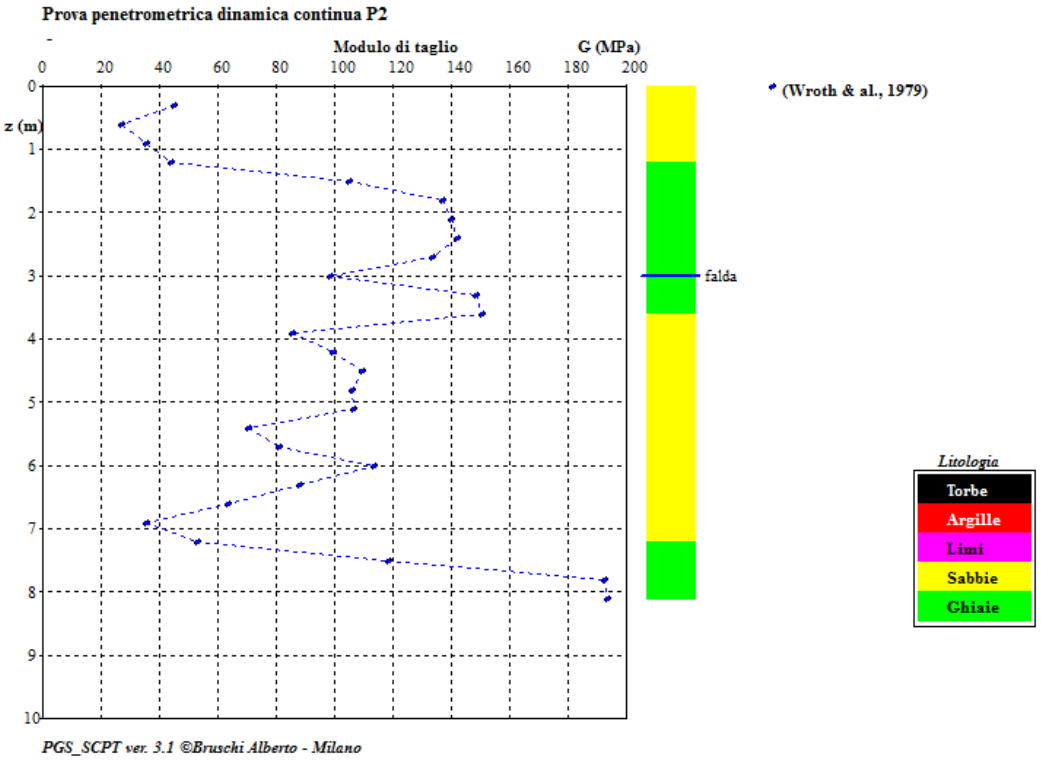


MODULO DI TAGLIO

Prova penetrometrica dinamica P1

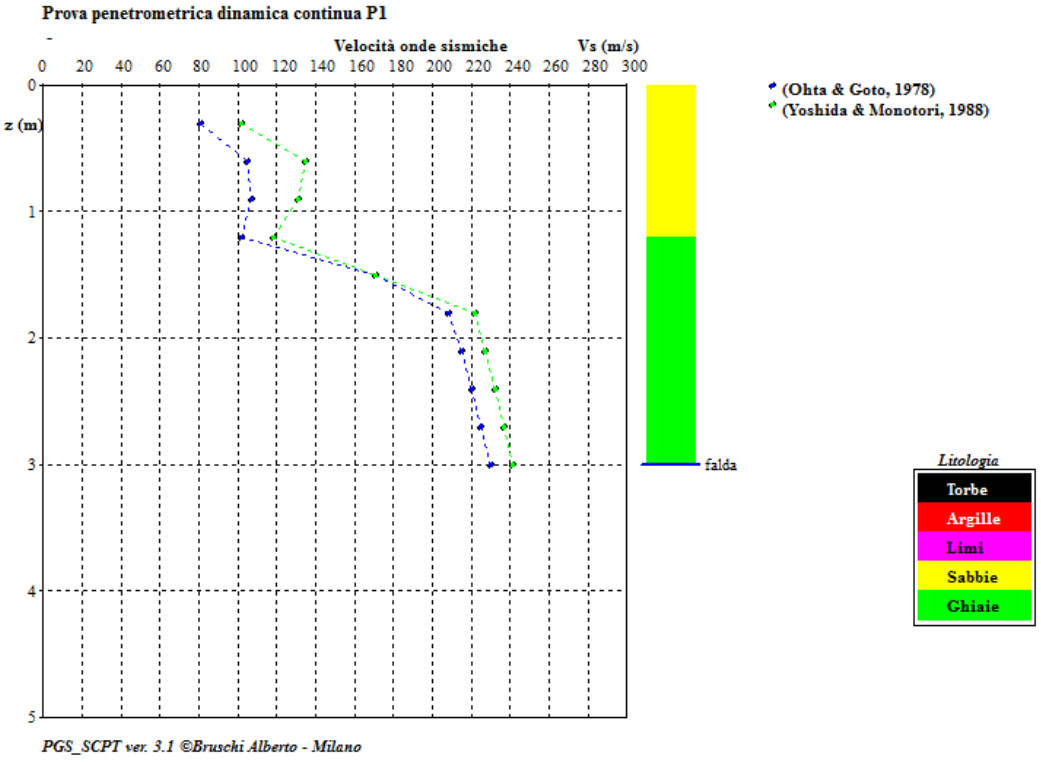


Prova penetrometrica dinamica P2

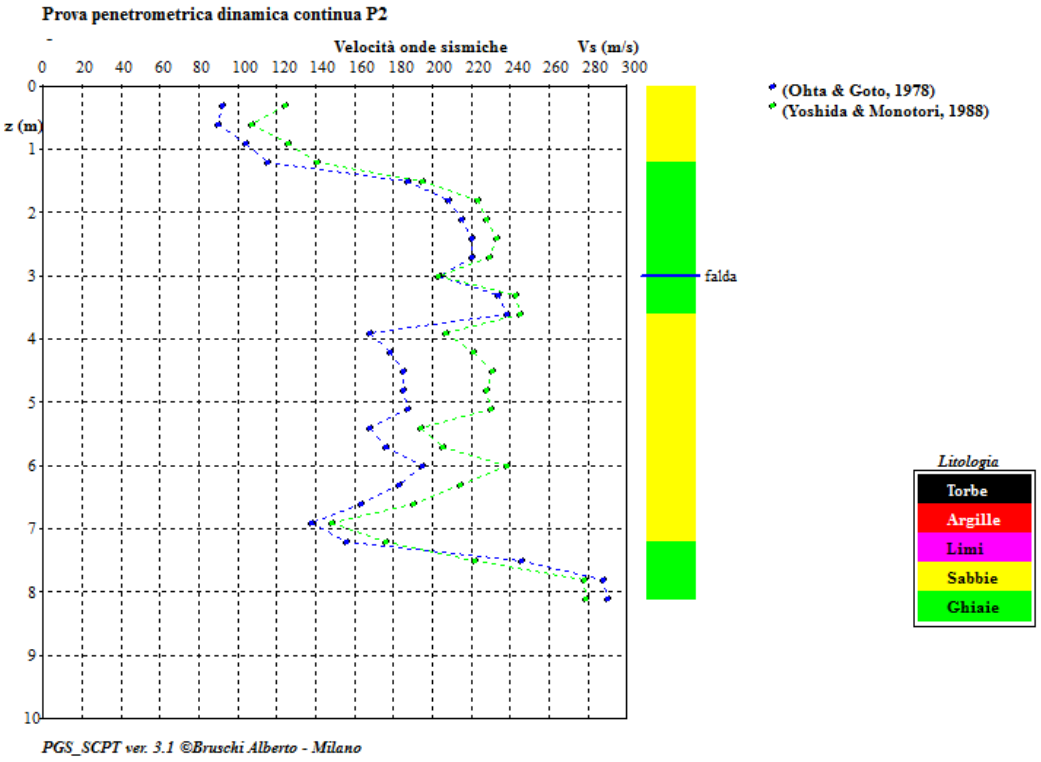


VELOCITA' ONDE DI TAGLIO

Prova penetrometrica dinamica P1

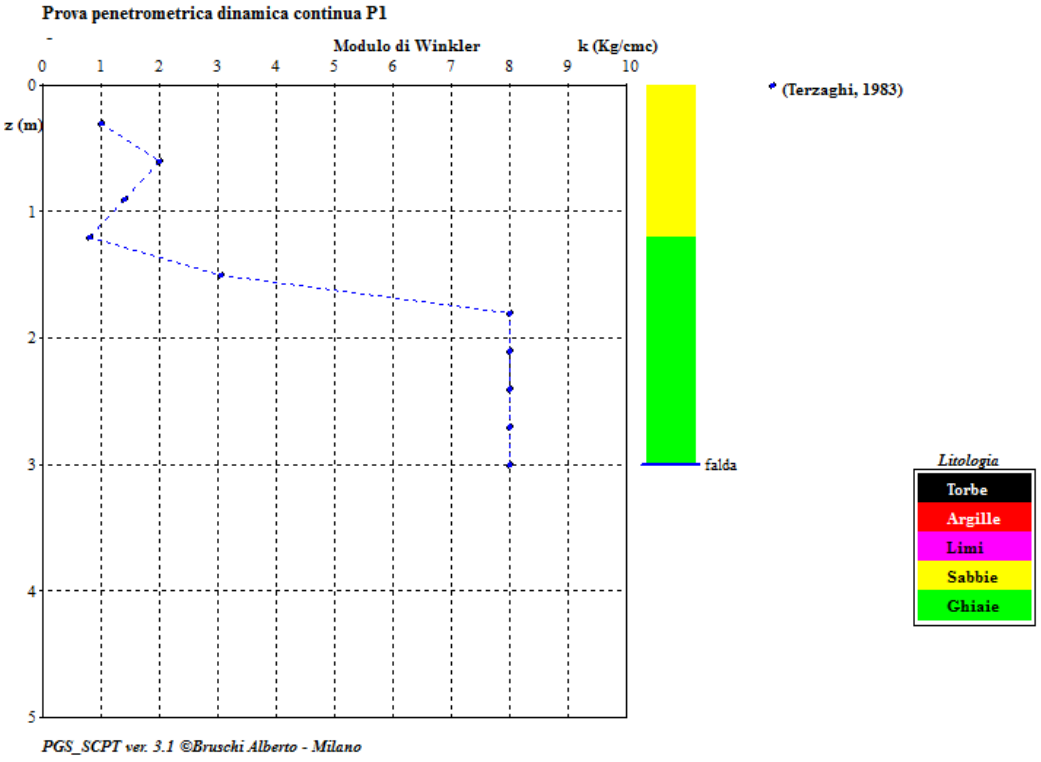


Prova penetrometrica dinamica P2

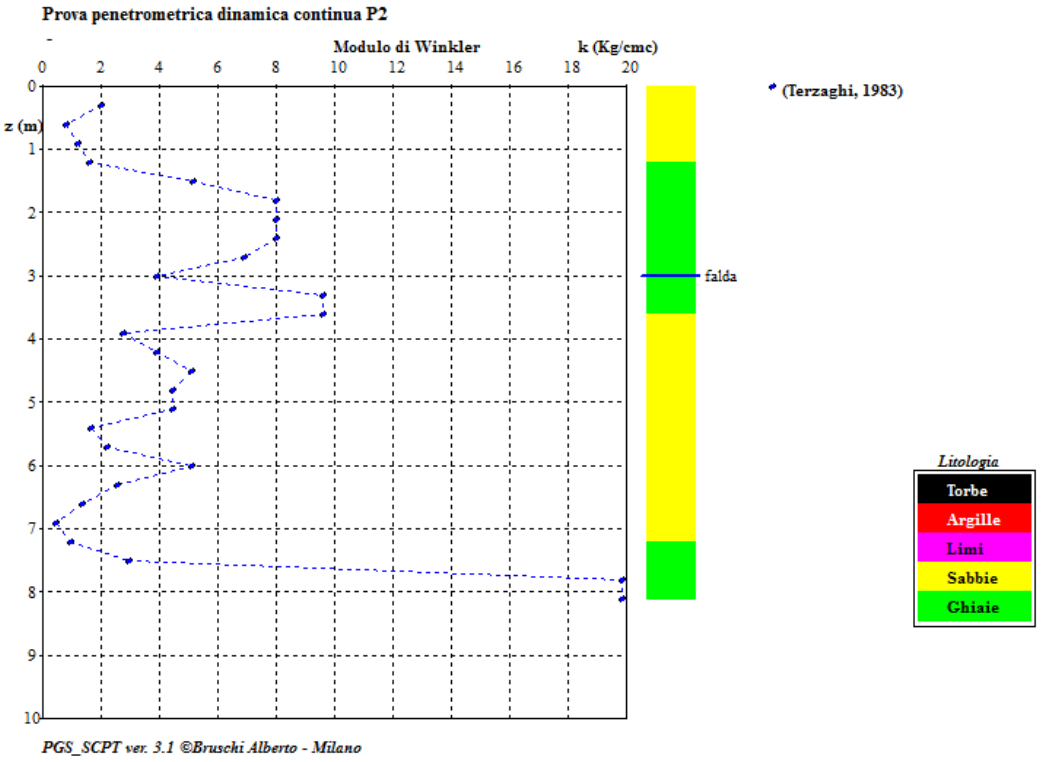


MODULO DI WINKLER

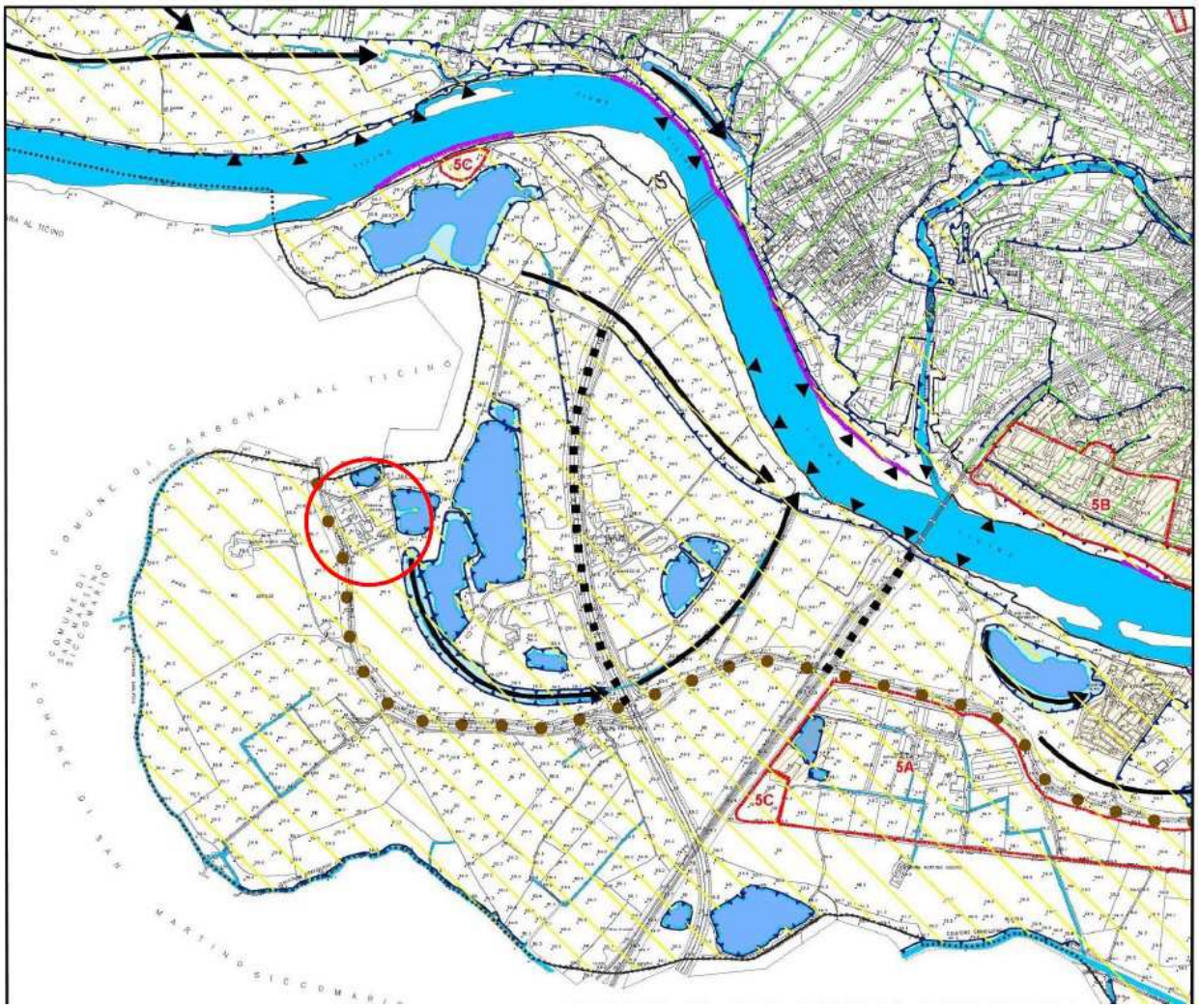
Prova penetrometrica dinamica P1



Prova penetrometrica dinamica P2



This document was created with Win2PDF available at http://www.win2pdf.com.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.
This page will not be added after purchasing Win2PDF.


5C
5B
5A
5C
COMUNE DI CARBONARA AL TICINO
COMUNE DI SAN MARTINO SICCOMARIO
COMUNE DI SAN MARTINO SICCOMARIO

STUDIO GEOLOGICO Cornaglia & Zorzoli **Via Garibaldi, 7 - 15033 CASALE MONF.** **TEL./FAX. 0142/590042**
Dott. Francesco Zorzoli *n. 695 Ordine dei Geologi del Piemonte*
Dott. Davide Cornaglia *n. 637 Ordine dei Geologi del Piemonte*
P.IVA 02151010069 C.F. ZRZ FNC 77B21 B885B Cell. 338/8563594 e-mail: francescozorzoli@yahoo.it

PROVINCIA DI PAVIA
COMUNE DI PAVIA

PROGETTO DI RECUPERO DI EDIFICI ESISTENTI DA DESTINARSI AD AGRITURISMO

RELAZIONE GEOLOGICA
CARATTERIZZAZIONE SISMICA
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI
(ex 6.2.1., 6.2.2., 3.2 NTC 2008 – D.G.R. n. 4-3084)

Committente:

CASCINA ACQUANEGRA DI FLACIO RIVKA E DOMINIK SOCIETA' AGRICOLA
Loc. Acquanegra n. 50 – Pavia (PV)
P.IVA 02510980184

Professionista incaricato:
Dott. Geol. Zorzoli Francesco

Novembre 2014

INDICE:

1 PREMESSA 3

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO .3

3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO 8

4 INDAGINE GEOGNOSTICA DI DETTAGLIO 14

5 ASSETTO STRATIGRAFICO E GEOTECNICO DEL SITO ..22

6 CONCLUSIONI.....22

7 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....26

1 PREMESSA

Su incarico della committenza, in adempimento alle Norme Tecniche di Attuazione del P.G.T. vigente ed in ottemperanza al D.M. 14/01/08, viene redatta una relazione geologica e di caratterizzazione geo-tecnica su un'area ubicata in Frazione Borgo Ticino nel Comune di Pavia, a supporto del progetto di recupero di edifici esistenti.

Su tale area l'esecuzione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche con penetrometro pesante Tecop.sa TEC 10, ha consentito di definire l'assetto litostratigrafico locale e di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dall' intervento.

I risultati delle analisi condotte attraverso la ricostruzione dell'assetto geomorfologico del sito e geologico-tecnico di dettaglio del sottosuolo evidenziano l'idoneità dell'intervento e la stabilità dell'insieme opera-terreno.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area oggetto della presente relazione è ubicata nel territorio del Comune di Pavia (PV), in corrispondenza al settore meridionale del centro abitato cittadino, nel quartiere di Borgo Ticino, in località Acquanegra n.50.

Il sito in esame, posto ad una quota di circa 60 m s.l.m, è individuabile sulla Sezione n. B7B4 della Carta Tecnica Regionale, in scala 1:10.000, edita dal Servizio Cartografico della Regione Lombardia. (Figura 1)

L'area oggetto di intervento ricade dal punto di vista catastale all'interno del Foglio 20 mappale 729, della Mappa Catastale del Comune. (Figura 2)

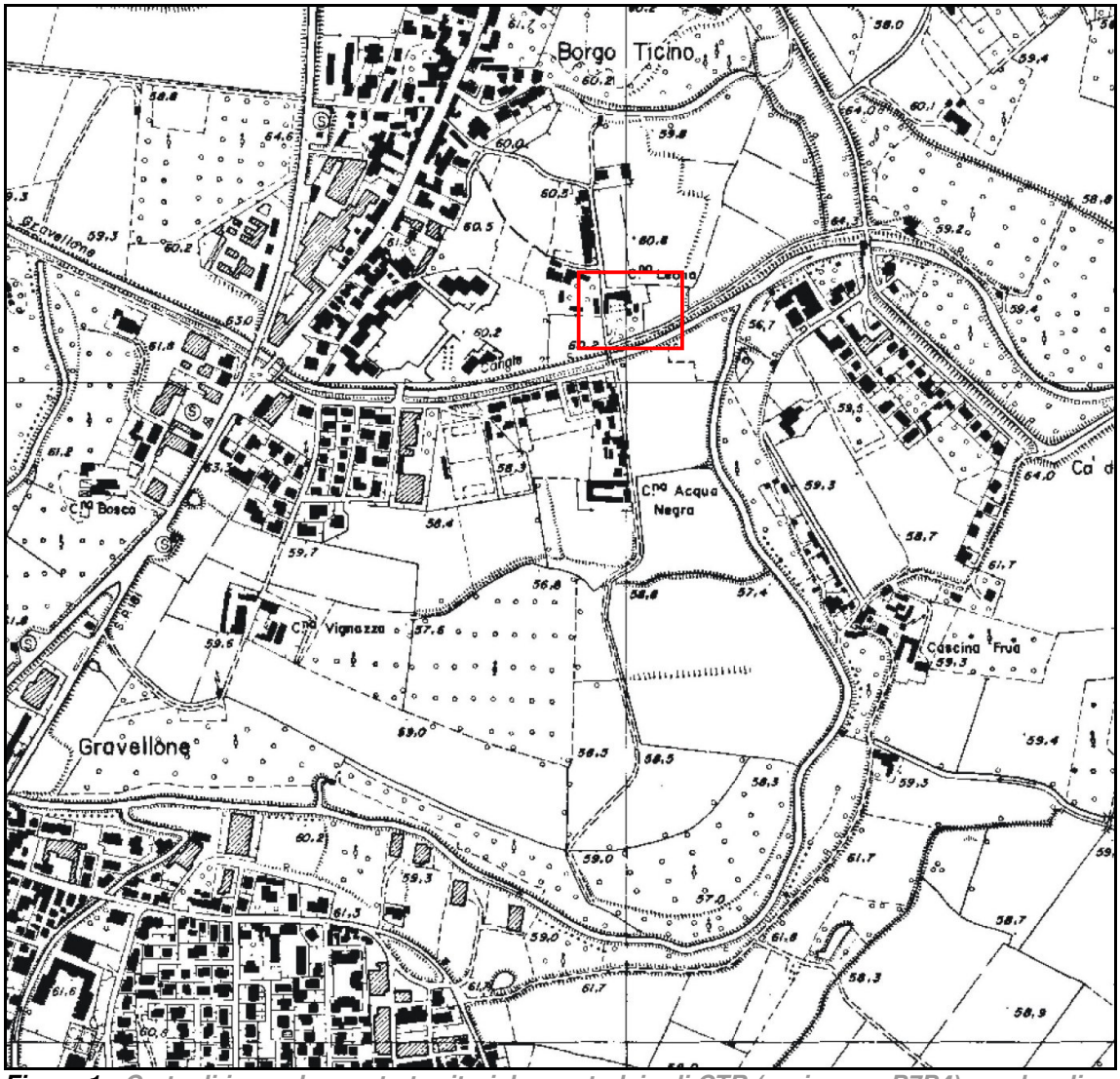


Figura 1 - *Carta di inquadramento territoriale su stralcio di CTR (sezione n. B7B4) con localizzazione area di intervento. scala 1:10.000*

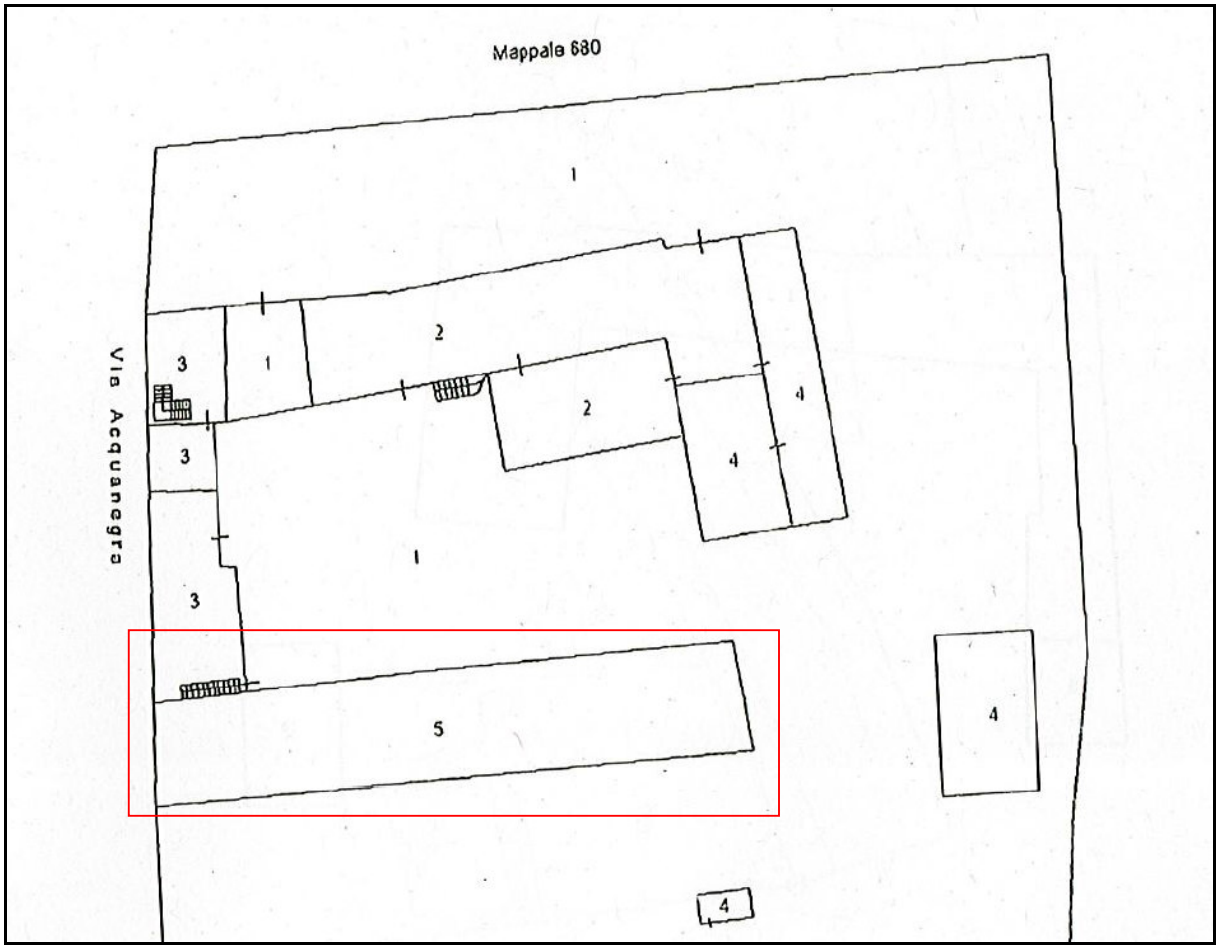


Figura 2 - ***Ubicazione dell'intervento in oggetto su stralcio catastale (Foglio 20)***

Dal punto di vista geomorfologico, l'area in esame è situata in una zona morfologicamente pianeggiante debolmente degradante verso sud/sud-est.

Dal punto di vista geologico, l'intero ambito comunale è impostato su depositi di origine alluvionale, prevalentemente costituiti da sabbie o sabbie ghiaiose, di età pleistocenica e olocenica.

In particolare la porzione di pianura a sud del Fiume Ticino su cui ricade l'area oggetto di studio è impostata interamente su terreni alluvionali olocenici "Alluvium Recente" costituiti essenzialmente da sabbie ghiaiose. (Figura 3)

Dal punto di vista geomorfologico, il territorio comunale di Pavia presenta un assetto pianeggiante, caratterizzato tuttavia da importanti scarpate di terrazzo originate dalle divagazioni della rete idrografica della zona, ed in particolare del Fiume Ticino.

In particolare il territorio comunale a nord del Fiume è disposto su tre differenti "ripiani" topografici delimitati da due scarpate principali e altre secondarie, che vanno degradando topograficamente verso il Ticino.

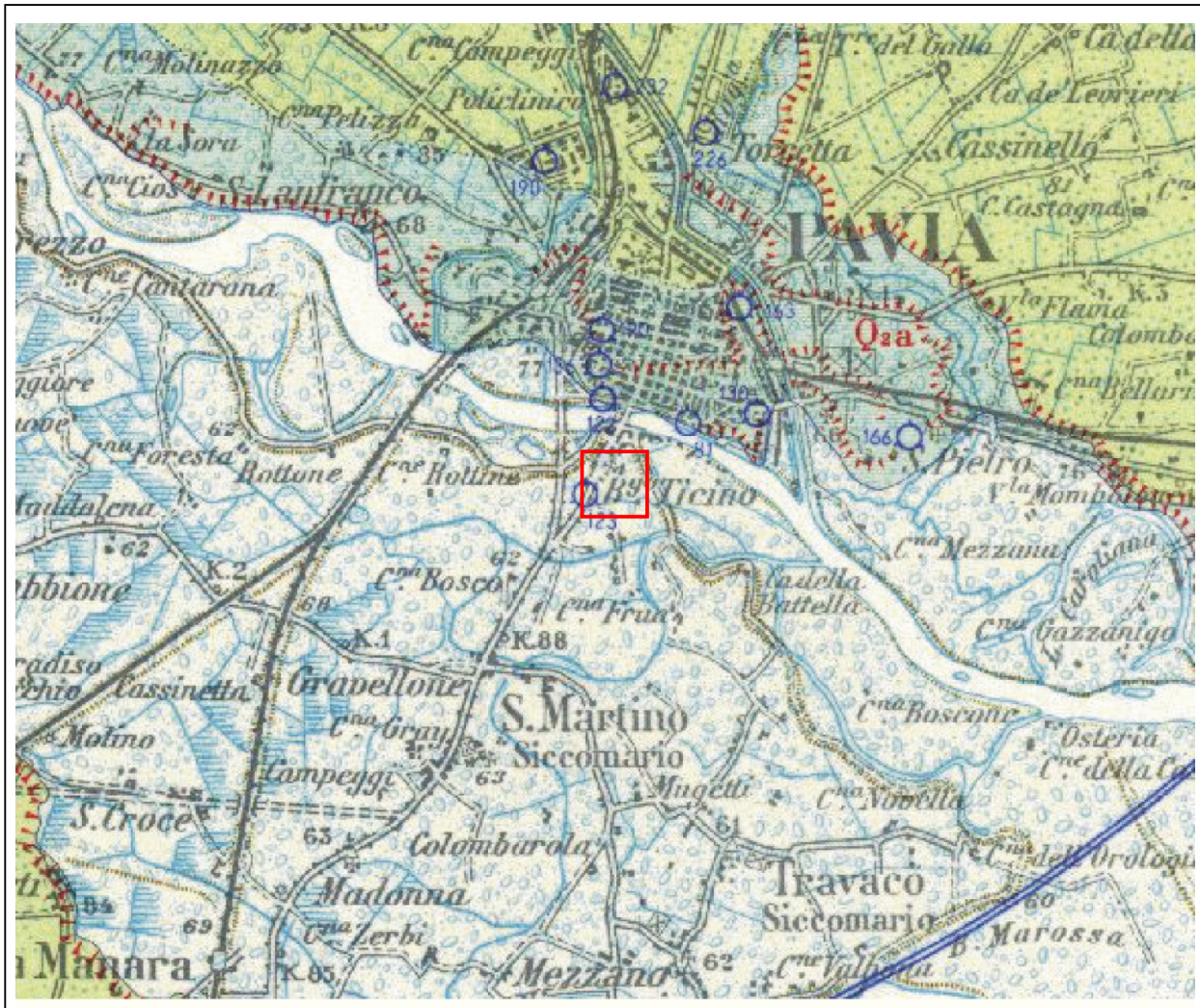
La fascia di territorio comunale a sud del Fiume è invece interamente impostata all'interno della valle del Ticino, corrispondente al "ripiano" inferiore, che termina verso sud con la scarpata che delimita i centri abitati dei comuni di Cava Manara, Cava Carbonara, San Biagio ecc.

All'interno della suddetta valle sono presenti tuttavia tracce di scarpate di terrazzo minori o di alvei abbandonati testimonianza delle divagazioni meandriformi più recenti del Fiume Ticino.

L'idrografia di superficie dell'area è caratterizzata, oltre che dal già citato alveo del Fiume Ticino, che scorre in direzione WNW-ESE ad una distanza di circa 1 km dal sito d'intervento, da altri canali secondari impostati sugli antichi tracciati abbandonati del Fiume stesso.

Tra tutti si ricorda il Canale Colatore Gravellone, il cui tracciato nell'area subisce una biforcazione dividendosi in due rami, per poi ricongiungersi dopo alcune centinaia di metri; il sito oggetto di studio è ubicato ad un centinaio di metri a nord del ramo superiore.

Dal punto di vista del rischio idraulico, il sito ricade in aree inondabili o allagabili nel caso di piene del tutto eccezionali o per rotture/sormonti dell'argine maestro (Siccomario) (Fascia C , di inondazione per piena catastrofica, del PAI); in particolare, l'area risulta classificata nello studio geologico di PGT nella sotto-classe D_c (All. Tav. n.9 del P.G.T.).



Q_{2r}

Alluvioni *(Alluvium recente o Alluvium s. l.)* sul fondo delle incisioni fluviali. Ghiaie, sabbie e limi. Torbe.

Q_{2a}

Alluvioni dei terrazzi compresi fra la superficie dell'*Alluvium recente* e la superficie principale della pianura; per lo più si tratta di alluvioni deposte dopo una fase di erosione *(Alluvium antico o Diluvium tardivo)*; localmente invece i terrazzi sono di pura erosione. Ghiaie e sabbie prevalenti.

Q_{1r}

d

Alluvioni della superficie principale della pianura: *(Diluvium recente)*; talora ricoperte localmente da limi successivi, difficilmente distinguibili. Ghiaietto, sabbie e limo argilloso alterati nella parte superficiale; banchi di argilla. Dossi (d).

Figura 3 - *Stralcio del Foglio 59 "Pavia" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000*

Il sito in esame ricade nella classe 3 (arancione) della Carta di Fattibilità geologica in adozione al P.G.T. vigente, la quale comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica di destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa.

3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Dal punto di vista sismico, in base a quanto recepito con il D.G.R. n.14964 del 07/11/03 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche" (O.P.C.M. n. 3274/2003), il territorio comunale di Pavia è inserito in Zona sismica 4.

In base alla zonizzazione sismica del territorio nazionale eseguita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia INGV, al settore indagato viene assegnata una pericolosità sismica, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, minore di 0,025 ag/g.

Tale valore risulta uno dei più bassi presenti sul territorio nazionale, per cui l'area, come già ricordato, è classificata dal punto di vista sismico come Zona 4 a sismicità irrilevante.

La normativa "Norme tecniche per le costruzioni" afferma che ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2 NTC 2008), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

Tali informazioni sono recepite attraverso la Banca Dati Geologica Comunale (BDGC) che mette a disposizione le indagini a supporto del 2° livello di approfondimento sismico per le zone di nuova potenziale ubicazione di edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (Allegato n. 5 del P.G.T.vigente).

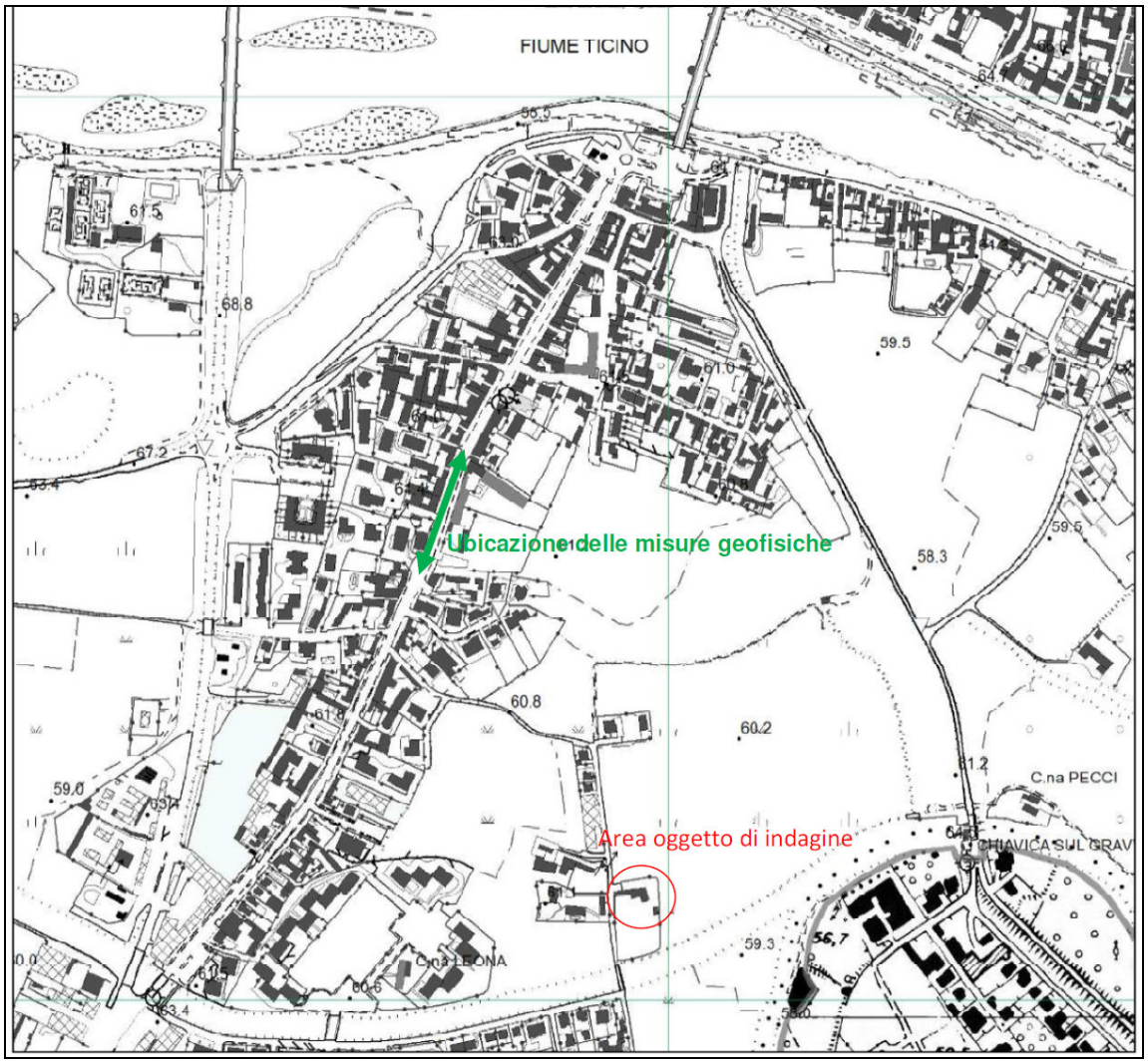


Figura 4 – **Area d'indagine 10, Borgo Ticino - estratto dall'Allegato 5 del P.G.T.**

Area 10 Borgo Ticino [Vs30 m]		
Vs [m/s]	**Profondità [m]**	**Spessore strati [m]**
218.7	-1.1	1.1
339.2	-3.2	2.1
360.6	-6.4	3.2
398.1	-10.1	3.6
507.9	-18.3	8.3
424.8	-22.6	4.4
655.1	-30	7.4

Vs(0.0-30.0 m) = 448,2 m/s

Tabella 1 - Profilo di velocità Vs delle onde di taglio (SH)

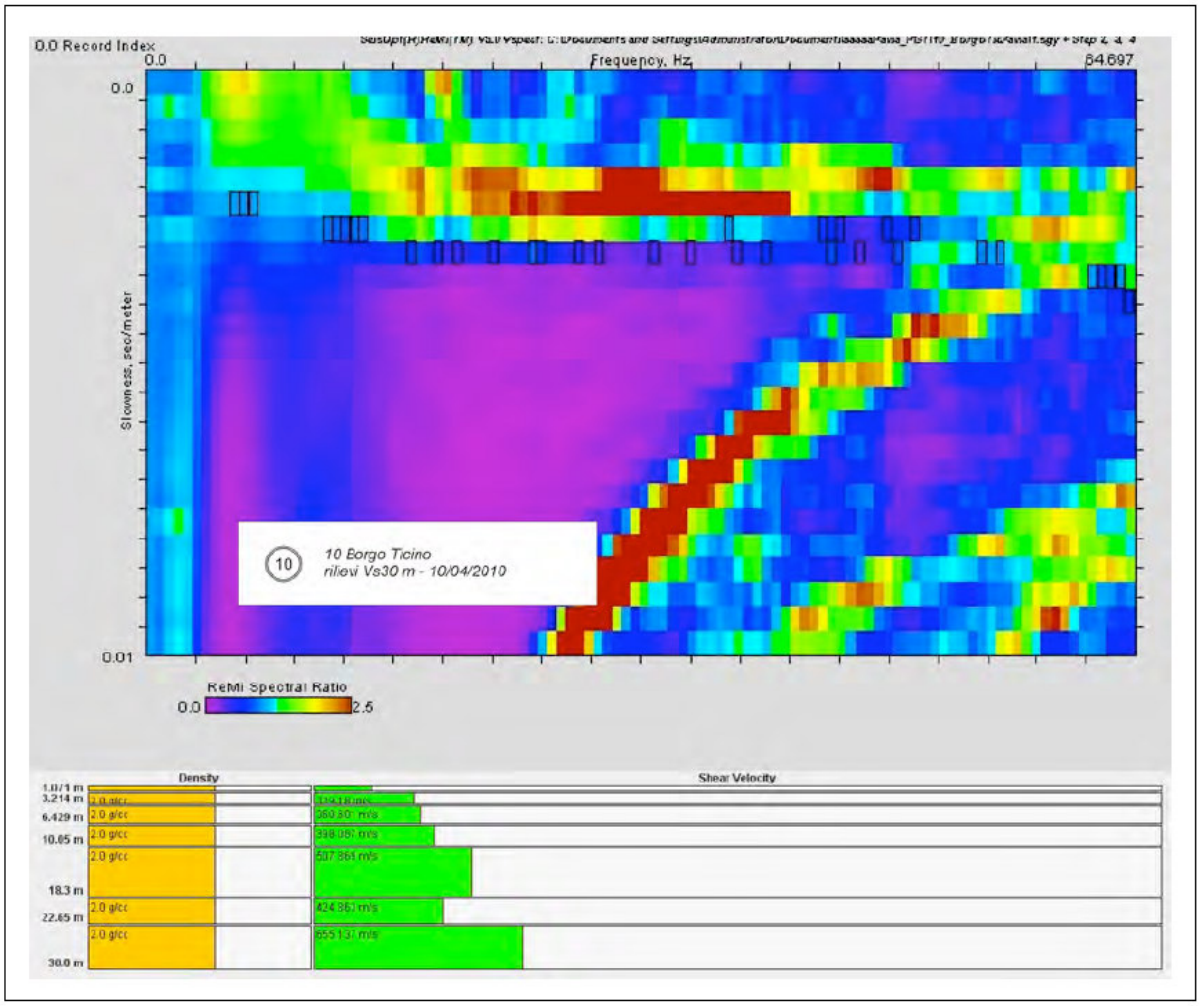


Figura 5 -. Dispersione della velocità di fase delle onde di Rayleigh [ReMi - RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE]

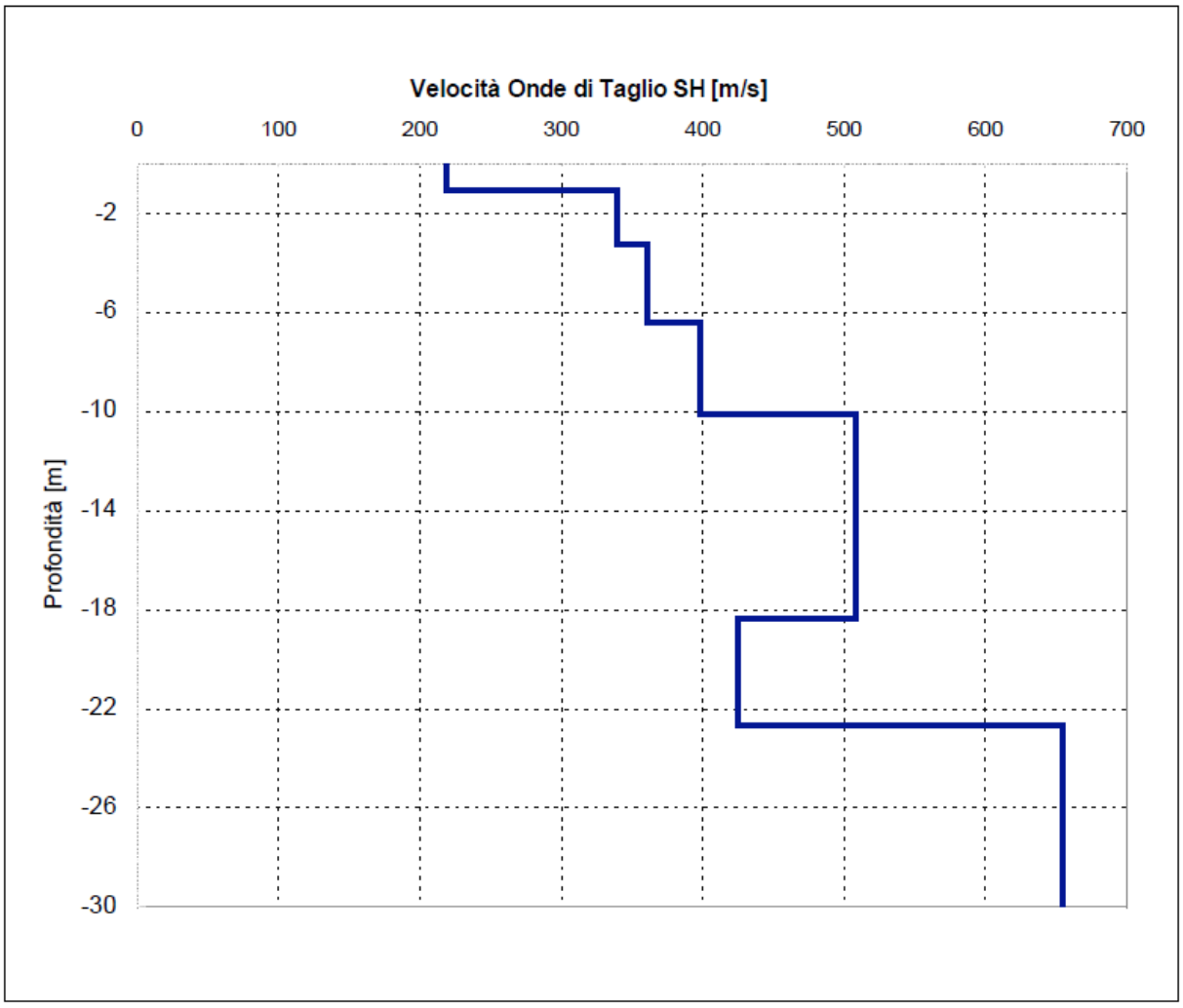


Figura 6 - **Grafico del profilo di velocità Vs delle onde di taglio (SH)**

La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio Vs ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media cu. In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le categorie del suolo di fondazione:

A – Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali livelli di alterazione superficiale con spessore massimo pari a 3m.

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 un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di

VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT > 50, o coesione non drenata Cu > 250 kPa).

C – Depositi di terreni grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 e 360 m/s (15 < NSPT < 50, 70 < Cu < 250kPa).

D – Depositi di terreni grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_S 30 < 180 m/s (NSPT < 15, Cu < 70kPa).

E – Terreni costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_S30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con V_S 30 > 800 m/s.

A queste cinque categorie principali si aggiungono altre due categorie per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1 - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 8 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (PI > 40) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di V_S30 < 100 m/s (10 < cu < 20kPa) o comprendenti livelli di almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.

S2 - Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

La classificazione è effettuata sulla base del parametro VS 30 che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata con l'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove hi e Vi indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio g < 10-6) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30m superiori.

Il sito è classificato sulla base del valore di VS 30, se disponibile, altrimenti sulla base del valore di NSPT.

Si ricorda tuttavia che la normativa vigente, per le costruzioni di tipo 1 e 2 e di classe d'uso I e II (Tab. 2.4.I – punto 2.4.2 NTC 2008) ricadenti in ZONA 4, consente di condurre le verifiche di sicurezza alle tensioni ammissibili secondo il D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere geotecniche, assumendo pari a 5 il grado di sismicità S.

Sempre per edifici ricadenti in ZONA 4 la normativa prevede anche una procedura semplificata secondo la quale le verifiche dello SLV (Stato Limite di Vita) possono essere condotte per una forza di progetto calcolata assumendo uno spettro di progetto costante e pari a 0,07g, con le opportune prescrizioni.

L'interpretazione delle misure geofisiche realizzate nell'area sottoposta a prova a supporto del P.G.T., compatibile per caratteristiche geo-morfologiche al sito in esame, distante poche centinaia di metri, consente di definire le caratteristiche litologiche fisiche di rigidità dei depositi naturali compatibili con la Categoria di suolo descritta nella seguente TABELLA.

B. Sabbie e ghiaie molto addensate, argille (Nspt >50 o cu >250 kPa): V_{s30} 360-800 m/s

Tabella 2 -**Inquadramento della CATEGORIA DI SUOLO del sito ai sensi D.M.14/01/2008 - O.P.C.M. N. 3274/2003**

Per quanto riguarda le condizioni topografiche il sito può essere classificato in base alle seguenti categorie:

T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2 - Pendii con inclinazione media i > 15°
T3 - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15°≤ i ≤ 30°
T4 - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Il lotto d'interesse può essere classificato all'interno di un sito di **categoria topografica T 1**.

4 INDAGINE GEOGNOSTICA DI DETTAGLIO

Con la finalità di produrre una definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni sono state realizzate due prove penetrometriche dinamiche DPSH la cui ubicazione è riportata sullo stralcio fotogrammetrico di Figura 7.

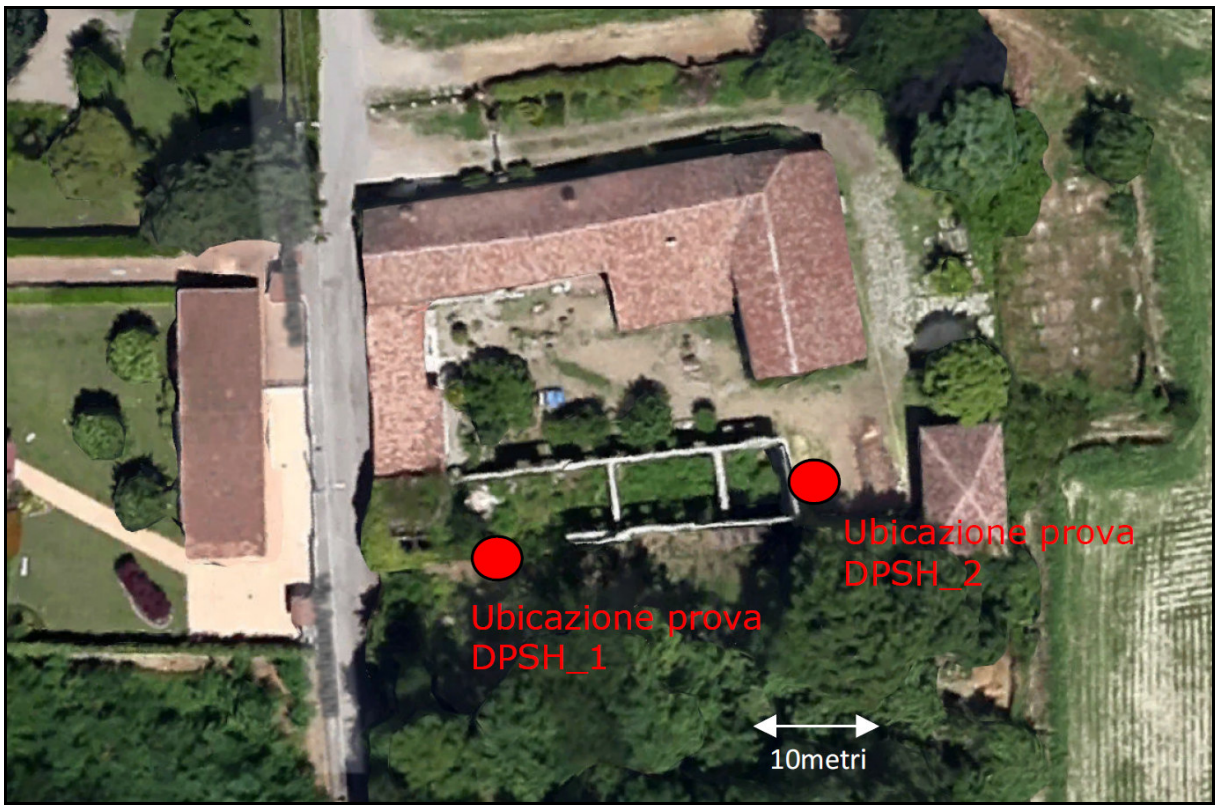


Figura 7- **Ubicazione delle prove penetrometriche su stralcio fotogrammetrico**

L'attrezzatura utilizzata per la prova ha le seguenti caratteristiche:

Penetrometro TECOPSA TEC-10

Punta conica diametro 50 mm - apertura 60°

Maglio Kg 63,5

Volata cm 75

I valori di resistenza misurati nelle prove, quantificati in numero di colpi per avanzamento della punta di 20 cm, sono stati elaborati mediante il software Dynamic Probing della società *GEOSTRU*, al fine di ottenere i parametri geotecnici significativi per ogni strato omogeneo di terreno investigato.

La scelta delle correlazioni da utilizzare per il calcolo dei parametri geotecnici, e gli stessi parametri da calcolare per ogni strato, è stata effettuata in base alla tipologia litologica di terreno attraversato.

Di seguito viene riportata la rappresentazione grafica delle prove con le rispettive elaborazioni statistiche e geotecniche.

DPSH 1

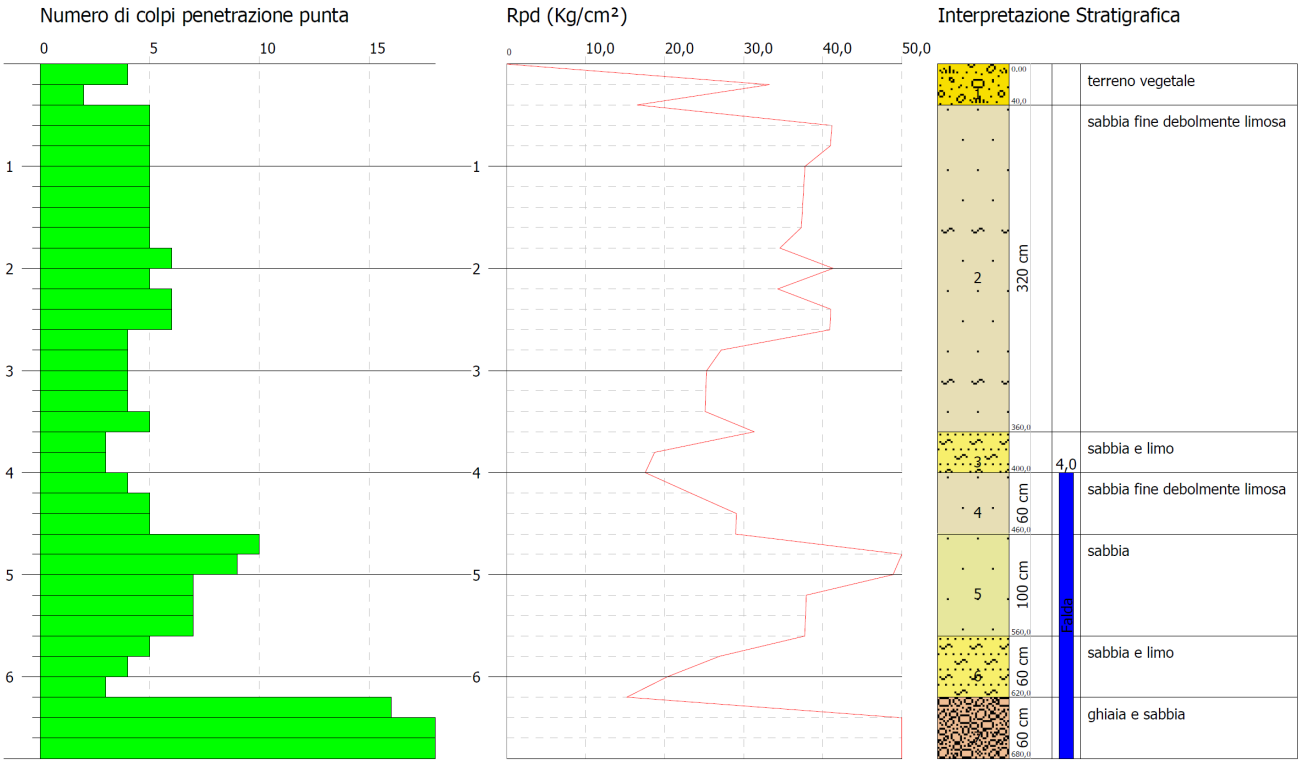


Figura 8- Grafico colpi/prof. e stratigrafia interpretata prova DPSH_1

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,20	4	0,855	33,22	38,87	1,66	1,94
0,40	2	0,851	16,54	19,44	0,83	0,97
0,60	5	0,847	41,16	48,59	2,06	2,43
0,80	5	0,843	40,98	48,59	2,05	2,43
1,00	5	0,840	37,75	44,95	1,89	2,25
1,20	5	0,836	37,59	44,95	1,88	2,25
1,40	5	0,833	37,44	44,95	1,87	2,25
1,60	5	0,830	37,29	44,95	1,86	2,25
1,80	5	0,826	37,14	44,95	1,86	2,25
2,00	6	0,823	41,31	50,18	2,07	2,51
2,20	5	0,820	34,29	41,82	1,71	2,09
2,40	6	0,817	41,00	50,18	2,05	2,51
2,60	6	0,814	40,86	50,18	2,04	2,51
2,80	4	0,811	27,14	33,45	1,36	1,67
3,00	4	0,809	25,29	31,27	1,26	1,56
3,20	4	0,806	25,21	31,27	1,26	1,56
3,40	4	0,803	25,13	31,27	1,26	1,56
3,60	5	0,801	31,31	39,09	1,57	1,95
3,80	3	0,798	18,73	23,46	0,94	1,17
4,00	3	0,796	17,53	22,02	0,88	1,10
4,20	4	0,794	23,30	29,36	1,17	1,47
4,40	5	0,791	29,05	36,70	1,45	1,84
4,60	5	0,789	28,97	36,70	1,45	1,84
4,80	10	0,787	57,78	73,40	2,89	3,67
5,00	9	0,785	48,87	62,25	2,44	3,11
5,20	7	0,783	37,91	48,42	1,90	2,42
5,40	7	0,781	37,82	48,42	1,89	2,42
5,60	7	0,779	37,73	48,42	1,89	2,42
5,80	5	0,777	26,88	34,59	1,34	1,73
6,00	4	0,775	20,29	26,16	1,01	1,31
6,20	3	0,774	15,18	19,62	0,76	0,98
6,40	16	0,722	75,55	104,64	3,78	5,23
6,60	22	0,670	96,45	143,88	4,82	7,19
6,80	24	0,669	104,97	156,96	5,25	7,85

***Tabella 3:** Interpretazione grafica della prova penetrometrica DPSH_1 (Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immorsamento d = 1 mt..*

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[1] - terreno vegetale	4,47	0,40	4,47	Gibbs & Holtz 1957	24,25
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,36	3,60	7,36	Gibbs & Holtz 1957	28,17
[3] - sabbia e limo	4,47	4,00	4,47	Gibbs & Holtz 1957	14,97
[4] - sabbia fine debolmente limosa	6,96	4,60	6,96	Gibbs & Holtz 1957	22,02
[5] - sabbia	11,92	5,60	11,92	Gibbs & Holtz 1957	31,52
[6] - sabbia e limo	5,96	6,20	5,96	Gibbs & Holtz	17,73

				1957	
[7] - ghiaia e sabbia	30,8	6,80	22,9	Gibbs & Holtz 1957	51,09

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[1] - terreno vegetale	4,47	0,40	4,47	Owasaki & Iwasaki	24,46
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,36	3,60	7,36	Owasaki & Iwasaki	27,13
[3] - sabbia e limo	4,47	4,00	4,47	Owasaki & Iwasaki	24,46
[4] - sabbia fine debolmente limosa	6,96	4,60	6,96	Owasaki & Iwasaki	26,8
[5] - sabbia	11,92	5,60	11,92	Owasaki & Iwasaki	30,44
[6] - sabbia e limo	5,96	6,20	5,96	Owasaki & Iwasaki	25,92
[7] - ghiaia e sabbia	30,8	6,80	22,9	Owasaki & Iwasaki	36,4

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
[1] - terreno vegetale	4,47	0,40	4,47	Schmertmann (1978) (Sabbie)	35,76
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,36	3,60	7,36	Schmertmann (1978) (Sabbie)	58,88
[3] - sabbia e limo	4,47	4,00	4,47	Schmertmann (1978) (Sabbie)	35,76
[4] - sabbia fine debolmente limosa	6,96	4,60	6,96	Schmertmann (1978) (Sabbie)	55,68
[5] - sabbia	11,92	5,60	11,92	Schmertmann (1978) (Sabbie)	95,36
[6] - sabbia e limo	5,96	6,20	5,96	Schmertmann (1978) (Sabbie)	47,68
[7] - ghiaia e sabbia	30,8	6,80	22,9	Schmertmann (1978) (Sabbie)	183,20

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
[1] - terreno vegetale	4,47	0,40	4,47	Begemann 1974	36,65
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,36	3,60	7,36	Begemann 1974	42,58
[3] - sabbia e limo	4,47	4,00	4,47	Begemann 1974	36,65
[4] - sabbia fine debolmente limosa	6,96	4,60	6,96	Begemann 1974	41,76
[5] - sabbia	11,92	5,60	11,92	Begemann 1974	51,95
[6] - sabbia e limo	5,96	6,20	5,96	Begemann 1974	39,71
[7] - ghiaia e sabbia	30,8	6,80	22,9	Begemann 1974	74,50

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI

[1] - terreno vegetale	4,47	0,40	4,47	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,36	3,60	7,36	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[3] - sabbia e limo	4,47	4,00	4,47	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[4] - sabbia fine debolmente limosa	6,96	4,60	6,96	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[5] - sabbia	11,92	5,60	11,92	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[6] - sabbia e limo	5,96	6,20	5,96	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[7] - ghiaia e sabbia	30,8	6,80	22,9	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1] - terreno vegetale	4,47	0,40	4,47	Meyerhof ed altri	1,52
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,36	3,60	7,36	Meyerhof ed altri	1,63
[3] - sabbia e limo	4,47	4,00	4,47	Meyerhof ed altri	1,52
[4] - sabbia fine debolmente limosa	6,96	4,60	6,96	Meyerhof ed altri	1,62
[5] - sabbia	11,92	5,60	11,92	Meyerhof ed altri	1,79
[6] - sabbia e limo	5,96	6,20	5,96	Meyerhof ed altri	1,58
[7] - ghiaia e sabbia	30,8	6,80	22,9	Meyerhof ed altri	2,05

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1] - terreno vegetale	4,47	0,40	4,47	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,88
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,36	3,60	7,36	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,90
[3] - sabbia e limo	4,47	4,00	4,47	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,88
[4] - sabbia fine debolmente limosa	6,96	4,60	6,96	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,90
[5] - sabbia	11,92	5,60	11,92	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,93
[6] - sabbia e limo	5,96	6,20	5,96	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,89
[7] - ghiaia e sabbia	30,8	6,80	22,9	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,46

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm²)
[1] - terreno vegetale	4,47	0,40	4,47	Ohsaki (Sabbie pulite)	265,58
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,36	3,60	7,36	Ohsaki (Sabbie pulite)	424,40
[3] - sabbia e limo	4,47	4,00	4,47	Ohsaki (Sabbie pulite)	265,58

[4] - sabbia fine debolmente limosa	6,96	4,60	6,96	Ohsaki (Sabbie pulite)	402,69
[5] - sabbia	11,92	5,60	11,92	Ohsaki (Sabbie pulite)	667,75
[6] - sabbia e limo	5,96	6,20	5,96	Ohsaki (Sabbie pulite)	348,05
[7] - ghiaia e sabbia	30,8	6,80	22,9	Ohsaki (Sabbie pulite)	1233,56

Modulo di reazione Ko

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1] - terreno vegetale	4,47	0,40	4,47	Navfac 1971-1982	0,86
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,36	3,60	7,36	Navfac 1971-1982	1,53
[3] - sabbia e limo	4,47	4,00	4,47	Navfac 1971-1982	0,86
[4] - sabbia fine debolmente limosa	6,96	4,60	6,96	Navfac 1971-1982	1,44
[5] - sabbia	11,92	5,60	11,92	Navfac 1971-1982	2,51
[6] - sabbia e limo	5,96	6,20	5,96	Navfac 1971-1982	1,21
[7] - ghiaia e sabbia	30,8	6,80	22,9	Navfac 1971-1982	4,54

Tabella 4: **Elaborazioni dei parametri geotecnici della prova penet. DPSH_1**

DPSH 2

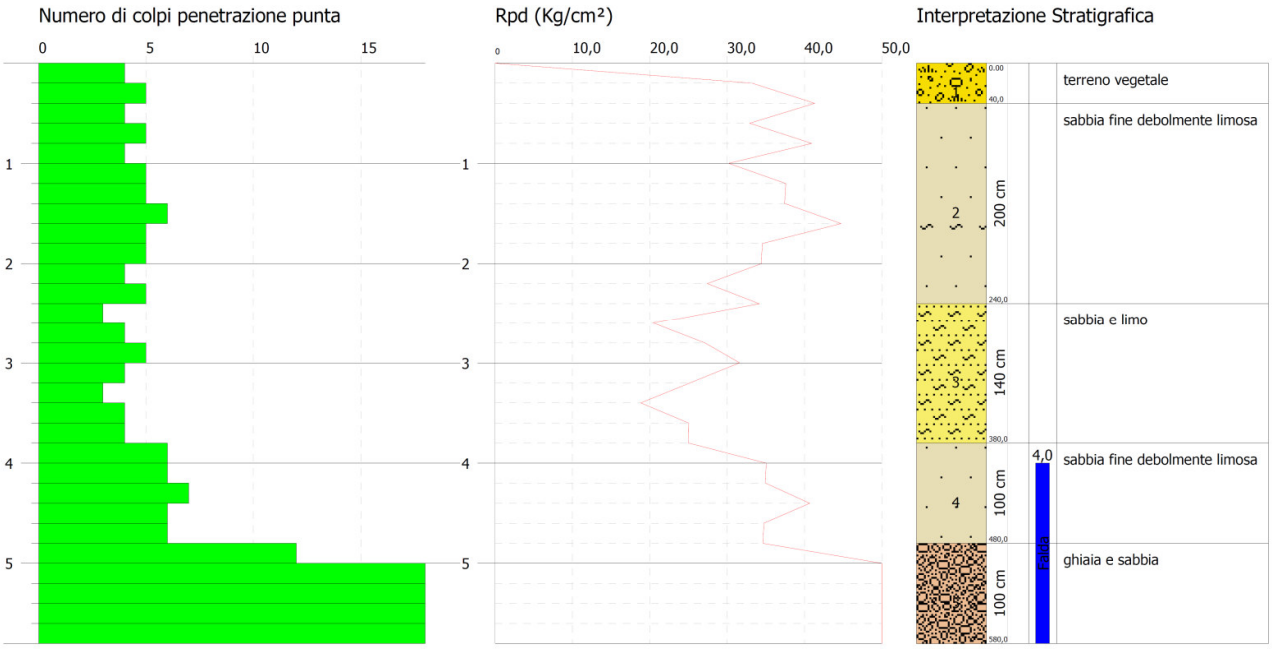


Figura 9- **Grafico colpi/prof. e stratigrafia interpretata prova DPSH_2**

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)

					(Kg/cm²)	
0,20	4	0,855	33,22	38,87	1,66	1,94
0,40	5	0,851	41,34	48,59	2,07	2,43
0,60	4	0,847	32,92	38,87	1,65	1,94
0,80	5	0,843	40,98	48,59	2,05	2,43
1,00	4	0,840	30,20	35,96	1,51	1,80
1,20	5	0,836	37,59	44,95	1,88	2,25
1,40	5	0,833	37,44	44,95	1,87	2,25
1,60	6	0,830	44,75	53,94	2,24	2,70
1,80	5	0,826	37,14	44,95	1,86	2,25
2,00	5	0,823	34,42	41,82	1,72	2,09
2,20	4	0,820	27,44	33,45	1,37	1,67
2,40	5	0,817	34,17	41,82	1,71	2,09
2,60	3	0,814	20,43	25,09	1,02	1,25
2,80	4	0,811	27,14	33,45	1,36	1,67
3,00	5	0,809	31,61	39,09	1,58	1,95
3,20	4	0,806	25,21	31,27	1,26	1,56
3,40	3	0,803	18,84	23,46	0,94	1,17
3,60	4	0,801	25,05	31,27	1,25	1,56
3,80	4	0,798	24,97	31,27	1,25	1,56
4,00	6	0,796	35,06	44,04	1,75	2,20
4,20	6	0,794	34,96	44,04	1,75	2,20
4,40	7	0,791	40,67	51,38	2,03	2,57
4,60	6	0,789	34,76	44,04	1,74	2,20
4,80	6	0,787	34,67	44,04	1,73	2,20
5,00	12	0,785	65,16	83,01	3,26	4,15
5,20	24	0,683	113,39	166,01	5,67	8,30
5,40	28	0,681	131,90	193,68	6,60	9,68
5,60	35	0,629	152,31	242,10	7,62	12,11
5,80	35	0,627	151,86	242,10	7,59	12,11

***Tabella 5:** Interpretazione grafica della prova penetrometrica DPSH_2 (Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immorsamento d = 1 mt..*

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[1] - terreno vegetale	6,7	0,40	6,7	Gibbs & Holtz 1957	32,13
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,15	2,40	7,15	Gibbs & Holtz 1957	29,3
[3] - sabbia e limo	5,75	3,80	5,75	Gibbs & Holtz 1957	20,77
[4] - sabbia fine debolmente limosa	9,24	4,80	9,24	Gibbs & Holtz 1957	27,29
[5] - ghiaia e sabbia	39,93	5,80	27,465	Gibbs & Holtz 1957	58,67

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[1] - terreno vegetale	6,7	0,40	6,7	Owasaki & Iwasaki	26,58

[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,15	2,40	7,15	Owasaki & Iwasaki	26,96
[3] - sabbia e limo	5,75	3,80	5,75	Owasaki & Iwasaki	25,72
[4] - sabbia fine debolmente limosa	9,24	4,80	9,24	Owasaki & Iwasaki	28,59
[5] - ghiaia e sabbia	39,93	5,80	27,465	Owasaki & Iwasaki	38,44

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
[1] - terreno vegetale	6,7	0,40	6,7	Schmertmann (1978) (Sabbie)	53,60
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,15	2,40	7,15	Schmertmann (1978) (Sabbie)	57,20
[3] - sabbia e limo	5,75	3,80	5,75	Schmertmann (1978) (Sabbie)	46,00
[4] - sabbia fine debolmente limosa	9,24	4,80	9,24	Schmertmann (1978) (Sabbie)	73,92
[5] - ghiaia e sabbia	39,93	5,80	27,465	Schmertmann (1978) (Sabbie)	219,72

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
[1] - terreno vegetale	6,7	0,40	6,7	Begemann 1974	41,23
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,15	2,40	7,15	Begemann 1974	42,15
[3] - sabbia e limo	5,75	3,80	5,75	Begemann 1974	39,28
[4] - sabbia fine debolmente limosa	9,24	4,80	9,24	Begemann 1974	46,44
[5] - ghiaia e sabbia	39,93	5,80	27,465	Begemann 1974	83,88

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - terreno vegetale	6,7	0,40	6,7	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,15	2,40	7,15	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[3] - sabbia e limo	5,75	3,80	5,75	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[4] - sabbia fine debolmente limosa	9,24	4,80	9,24	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[5] - ghiaia e sabbia	39,93	5,80	27,465	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1] - terreno vegetale	6,7	0,40	6,7	Meyerhof ed altri	1,61
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,15	2,40	7,15	Meyerhof ed altri	1,63
[3] - sabbia e limo	5,75	3,80	5,75	Meyerhof ed altri	1,57
[4] - sabbia fine	9,24	4,80	9,24	Meyerhof ed altri	1,70

debolmente limosa					
[5] - ghiaia e sabbia	39,93	5,80	27,465	Meyerhof ed altri	2,11

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1] - terreno vegetale	6,7	0,40	6,7	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,90
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,15	2,40	7,15	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,90
[3] - sabbia e limo	5,75	3,80	5,75	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,89
[4] - sabbia fine debolmente limosa	9,24	4,80	9,24	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91
[5] - ghiaia e sabbia	39,93	5,80	27,465	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm²)
[1] - terreno vegetale	6,7	0,40	6,7	Ohsaki (Sabbie pulite)	388,53
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,15	2,40	7,15	Ohsaki (Sabbie pulite)	413,01
[3] - sabbia e limo	5,75	3,80	5,75	Ohsaki (Sabbie pulite)	336,51
[4] - sabbia fine debolmente limosa	9,24	4,80	9,24	Ohsaki (Sabbie pulite)	525,59
[5] - ghiaia e sabbia	39,93	5,80	27,465	Ohsaki (Sabbie pulite)	1463,41

Modulo di reazione Ko

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1] - terreno vegetale	6,7	0,40	6,7	Navfac 1971-1982	1,38
[2] - sabbia fine debolmente limosa	7,15	2,40	7,15	Navfac 1971-1982	1,48
[3] - sabbia e limo	5,75	3,80	5,75	Navfac 1971-1982	1,16
[4] - sabbia fine debolmente limosa	9,24	4,80	9,24	Navfac 1971-1982	1,94
[5] - ghiaia e sabbia	39,93	5,80	27,465	Navfac 1971-1982	5,25

Tabella 6: Elaborazioni dei parametri geotecnici della prova penet. DPSH_2

5 ASSETTO STRATIGRAFICO E GEOTECNICO DEL SITO

Sulla base dei dati ottenuti dalle due prove, lungo le verticali è stato individuato l'alternarsi di quattro differenti litotipi di origine alluvionale a spessori e intervalli di profondità variabili da prova a prova.

Di seguito si definiranno i valori caratteristici dei parametri geotecnici di riferimento per ogni litotipo; a tal proposito, in funzione della Relazione Geotecnica, appare corretto, cosi come indicato dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* nel caso di opere che coinvolgano grandi volumi di terreno, definire come valori caratteristici dei parametri geotecnici i valori medi tra quelli ottenuti. (Tabella 7)

Per quanto riguarda le profondità degli strati si suggerisce di considerare in fase progettuale quelle maggiormente svantaggiose quindi cautelative.

- **LITOTIPO 1:** il primo litotipo è litologicamente costituito da sabbie fini debolmente limose a media consistenza; la base di questo litotipo è stata individuata ad una profondità di 4,60 metri per la prova DPSH_1 e di 4,80 metri per la prova DPSH_2. Per questo orizzonte deposizionale si è calcolato un angolo d'attrito compreso tra i 26,8° e i 28,59°.
- **LITOTIPO 2:** il secondo litotipo risulta costituito da sabbie e limi a bassa consistenza, intercalati nel litotipo 1, originati da depositi fluviali a bassa energia. L'intervallo di questi strati è stato rinvenuto a profondità comprese tra i 3,60 metri e i 4,00 metri per entrambe le prove; un ulteriore livello è stato individuato nella prova DPSH_1 alla profondità compresa tra i 5,80 mteri ed i 6,20 metri. Per questo litotipo è stato calcolato un valore di angolo d'attrito compreso tra i 24,46° e i 25,72° .
- **LITOTIPO 3:** al di sotto del primo litotipo, ad una profondità compresa tra i 4,60 ed i 5,60 metri, nella prova DPSH_1, si è intercettato un livello a buona consistenza, litologicamente riconducibile ad una sabbia a grana media. I valori di angolo d' attrito ottenuti per questo litotipo sono di 31,52°.
- **LITOTIPO 4:** Il quarto litotipo intercettato dalle prove risulta essere un orizzonte ghiaioso ad alta consistenza rinvenuto al passaggio con il LITOTIPO 2 per la prova DPSH_1 e con il LITOTIPO 1 per la prova DPSH_2. Per questo orizzonte si è calcolato un valore di angolo d'attrito compreso tra 36,4° e 38,44°.

	TABELLA VALORI CARATTERISTICI DEI PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI			
	Angolo d'attrito (°)	**Modulo di Young (Kg/cm²)**	**Peso unità di volume (t/m³)**	**Peso unità di volume saturo (t/m³)**
LITOTIPO 1	27,70	64,34	1,65	1,90
LITOTIPO 2	25,09	41,33	1,55	1,89
LITOTIPO 3	31,52	95,36	1,79	1,93
LITOTIPO 4	37,40	201,00	2,08	2,48

Tabella 1: **Valori caratteristici dei principali parametri geotecnici dei vari litotipi**

E' stata rinvenuta la presenza di una falda acquifera a partire dalla profondità di circa 4,00 metri dal piano campagna (in corrispondenza dell'ostruzione del foro una volta estratte le aste) per entrambe le prove.

6 CONCLUSIONI

In sintesi, l'analisi delle problematiche geologico-tecniche riguardanti l'intervento in progetto, evidenzia la compatibilità dello stesso con l'assetto idrogeologico e geomorfologico del settore considerato, dal momento che:

- dal punto di vista idraulico, l'edificabilità è attuabile in quanto l'intervento non costituisce un aumento significativo dei volumi tale da comportare un aumento del rischio per gli edifici esistenti;

- l'analisi sismica di dettaglio del P.G.T. ha evidenziato, per l'area oggetto di interesse (area 10 All. 5 P.G.T.), come il valore di Fa ottenuto è inferiore o uguale al valore soglia corrispondente;

- sul sito su cui insisterà l'intervento non sono stati riscontrati fenomeni dissestivi in atto né sintomi di instabilità;

- la tipologia dei terreni non implica particolari criticità legate alla propensione degli stessi al cedimento edometrico nel lungo periodo. Vista la consistenza mediocre dei terreni superficiali, risultano tuttavia possibili cedimenti di tipo elastico, che si esauriscono in tempi brevi. Si ritiene quindi indispensabile procedere ad una precisa valutazione del grado di consolidazione indotto dalle opere previste, considerando i carichi effettivamente agenti. Il ricorso ad una fondazione di tipo continuo mitiga il possibile sviluppo di situazioni di cedimento differenziale, viceversa possibili con fondazioni isolate.

Si ritiene in ultimo necessario adottare alcune prescrizioni:

Si sconsiglia la realizzazione di locali interrati in funzione del regime di oscillazione della falda.

Al fine di non perturbare le condizioni di generale stabilità della scarpata a tergo dell'opera in progetto, gli scavi che verranno eseguiti in corso d'opera andranno lasciati aperti per il minor tempo possibile.

Per evitare fenomeni di rammollimento dei terreni di fondazione per effetto di impregnazione da parte delle acque meteoriche, che potrebbero generare effetti negativi sull'integrità dell'opera a lungo termine, si ritiene sia consigliabile prevedere opere di regimazione che raccolgano le acque superficiali provenienti dal versante con opportune canalizzazioni; tali acque dovranno essere recapitate in un apposito scarico e smaltite al di fuori del sito.

7 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: realizzazione Prova DPSH_1



Foto 2: realizzazione Prova DPSH_2

STUDIO DI GEOLOGIA
Dott. Guglielmo Confortola
Via Trieste 14/a - 23032 Bormio (SO)
Tel. e Fax : 0342/902763

C.A.C.I.P. Srl

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI SITI NELL'AREA EX LANDINI VIA DEI MILLE - PAVIA



Bormio, ottobre 2008

Dott. Geologo
Guglielmo Confortola

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
GUGLIELMO CONFORTOLA
geologo specialista
Albo n. 1256 AP
sezione A

INDICE

PREMESSA Pag. 3

UBICAZIONE AREA D'INDAGINE Pag. 4

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA Pag. 5

- Indagini in sito Pag. 5
- Ubicazione prove penetrometriche Pag. 6
- Caratterizzazione dei depositi Pag. 7
- Analisi sismica Pag. 8

CONSIDERAZIONI TECNICHE SULL'OPERA IN PROGETTO Pag. 10

- Capacità portante fondazioni superficiali Pag. 11
- Calcolo dei cedimenti Pag. 17

CONCLUSIONI Pag. 20

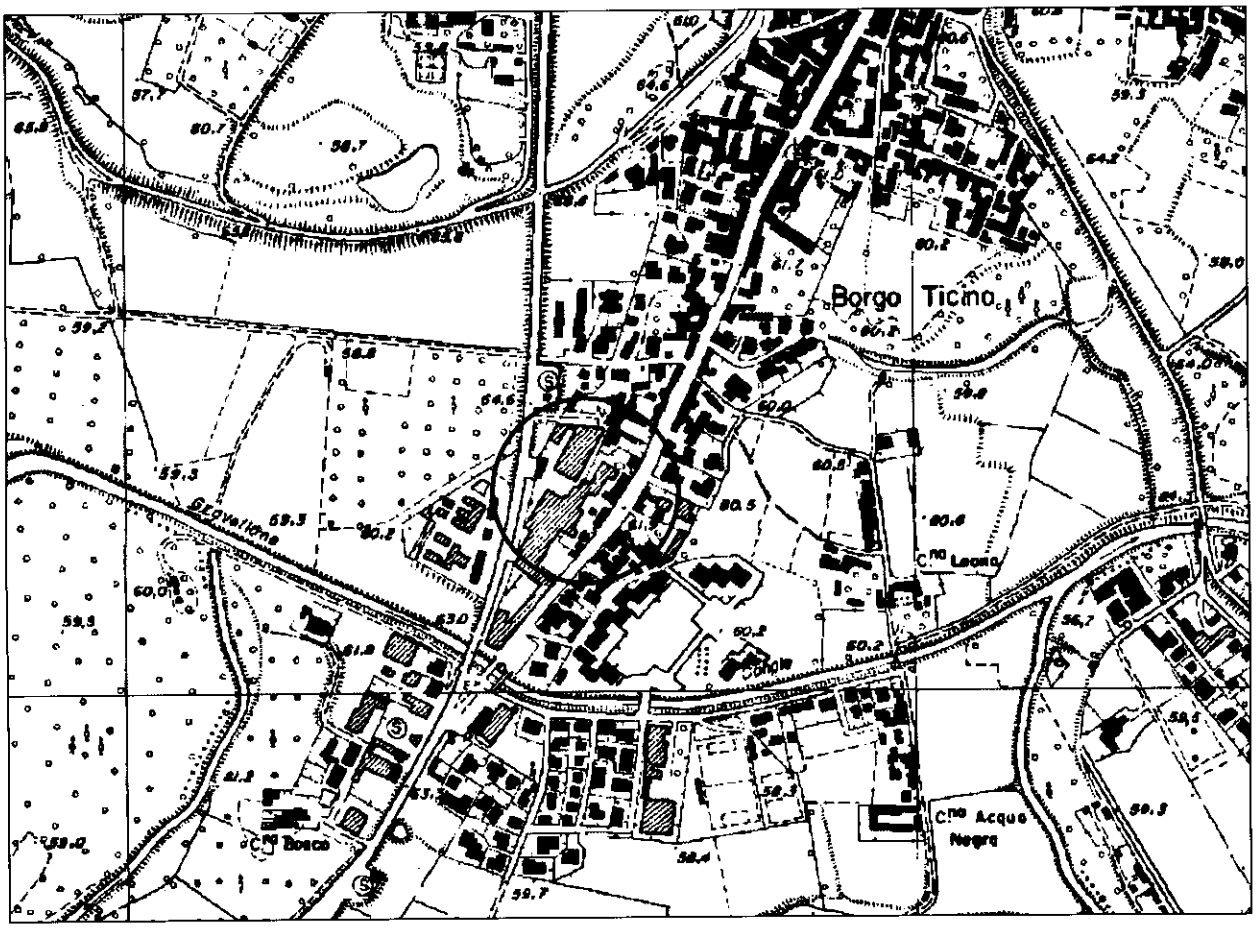
TABULATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE Pag. 22

STRATIGRAFIE SONDAGGI Pag. 43

PREMESSA

La seguente relazione geologico-tecnica redatta per conto della C.A.C.I.P. Srl è finalizzata alla caratterizzazione geotecnica dei terreni siti in Pavia, via dei Mille nell'ex area Landini.
La stesura di tale elaborato ha richiesto una prima fase di terreno con indagini in sito tramite l'esecuzione di 10 prove penetrometriche dinamiche mentre nella seconda fase sono stati elaborati i dati al fine di modellizzare il terreno e procedere poi all'esecuzione dei calcoli geotecnici. Sono stati altresì utilizzati i dati ricavati da tre sondaggi geognostici realizzati per il monitoraggio della falda e quanto desunto dalla bibliografia dell'area.
Il tutto è stato realizzato in conformità a quanto prescritto dal D.M. 11/03/88 e successivi aggiornamenti.

UBICAZIONE AREA D'INDAGINE

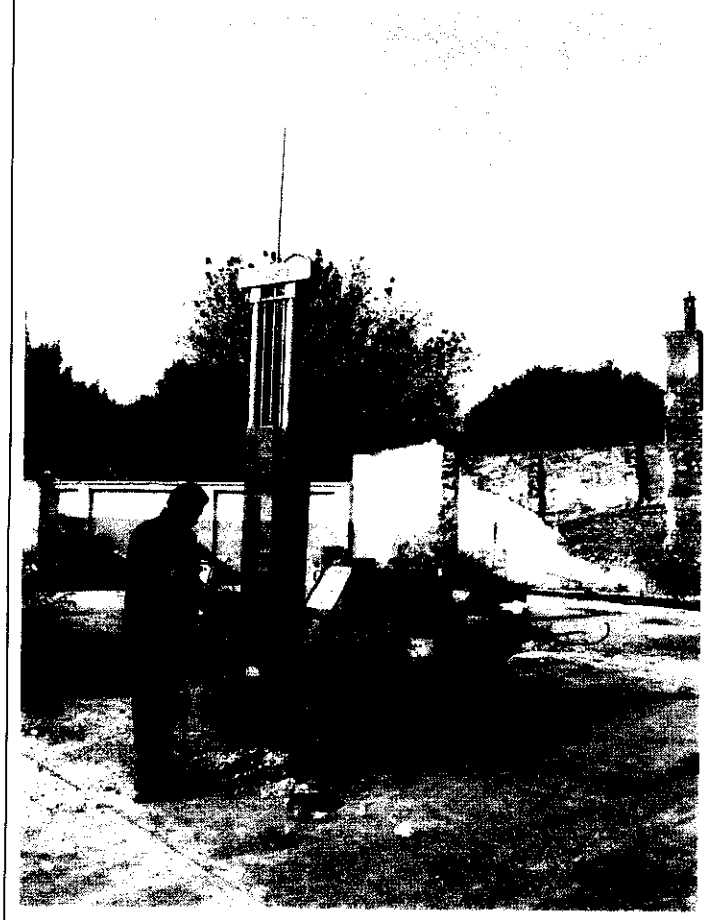


Stralcio Carta Tecnica Regionale

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Indagini in sito

Al fine della caratterizzazione geotecnica dei terreni sono state eseguite 10 prove penetrometriche dinamiche fino alla profondità di 10 m, utilizzando un penetrometro superpesante DPHS tipo Meardi-AGI. La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una batteria di aste con all'estremità una punta conica. L'infissione avviene per battitura facendo cadere un maglio da un altezza costante. Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza di riferimento. La resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e determina lo stato di addensamento del terreno; successivamente dopo aver correlato i valori N_{30} con i valori SPT, si ricavano i parametri caratteristici, quali angolo di attrito interno, peso di volume, ecc.



Caratteristiche penetrometro superpesante DPHS tipo Meardi-AGI:

Peso maglio 73 kg

Altezza caduta libera del maglio 75 cm

Lunghezza aste 150 cm

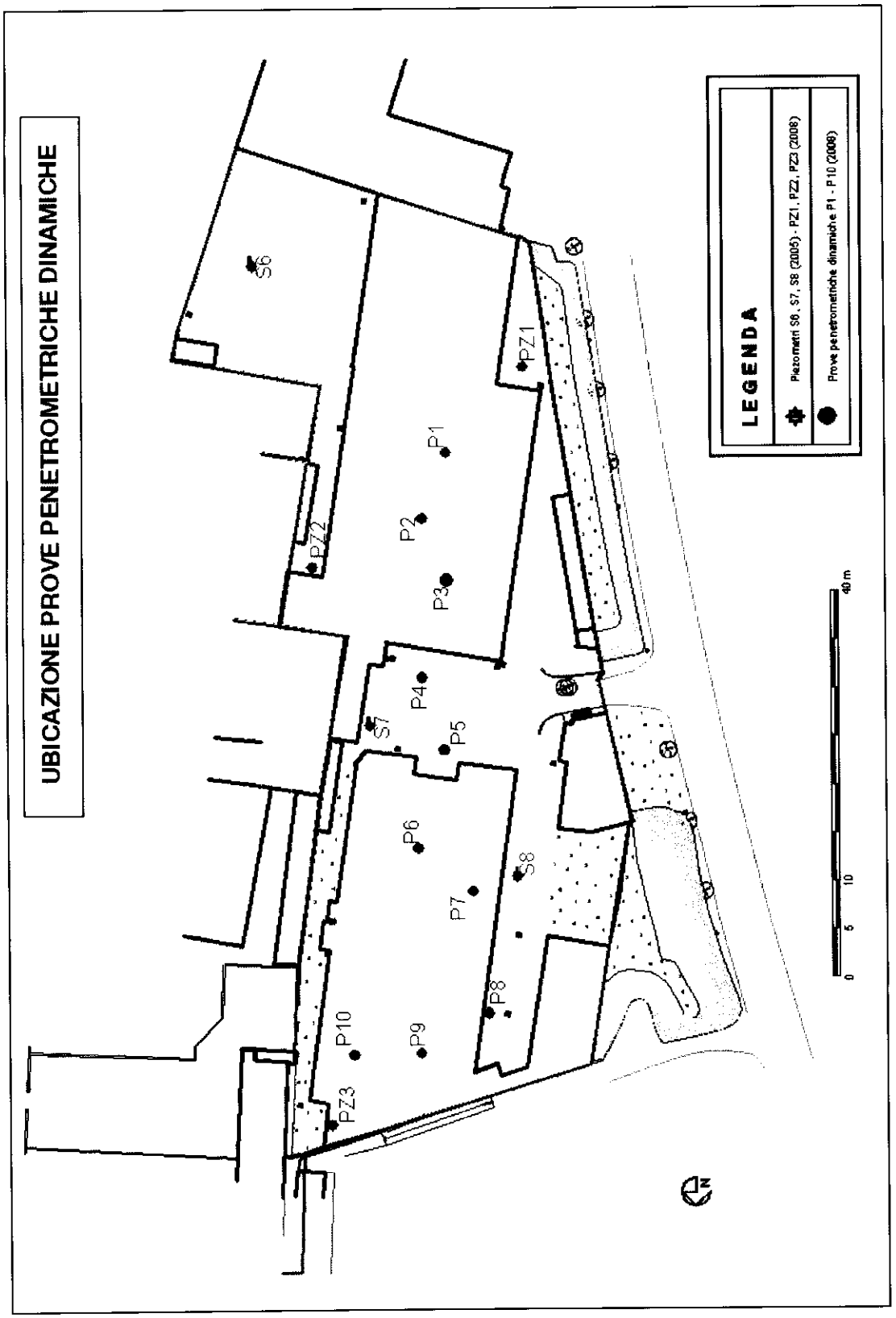
Diametro aste 34 mm

Massa aste 7 kg/m

Punta conica diametro 51 mm,

Angolo punta 60°

Penetrazione di riferimento 30 cm (N_{30})


UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE
LEGENDA
Piezometri S6 , S7, S8 (2005) - PZ1, PZ2, PZ3 (2008)
Prove penetrometriche dinamiche P1 - P10 (2006)
S6
S7
S8
PZ1
PZ2
PZ3
P1
P2
P3
P4
P5
P6
P7
P8
P9
P10
0
5
10
40 m

Caratterizzazione dei depositi

L'area è sita in destra idrografica del Ticino ed è un ex area golenale arginata.
Dai sondaggi effettuati per il monitoraggio della falda, la cui profondità rilevata è di 6.00 m (ottobre 2008), i terreni risultano costituiti principalmente da sabbie fini localmente limose e con presenza di ghiaia oltre gli 8-10 m. Sono stati attraversati pure materiali limoso argillosi, con spessori inferiori al metro, che però non risultano presenti in tutta l'area in modo uniforme, risultando quindi come lenti discontinue variamente diffuse. Nei primi metri i depositi risultano costituiti da materiali di riporto, resti di laterizi e scorie vetrificate, con distribuzione varia e non omogenea sia dal punto di vista composizionale che geotecnico.
Le prove hanno permesso di suddividere il terreno in litozone caratterizzate da proprietà geotecniche simili, individuando sostanzialmente due litozone, A e B.
La prima litozona (A) presenta spessori tra 0.9 e 1.5 m da piano campagna, mentre la seconda litozona (B) arriva fino ai 10 m, profondità massima cui si sono spinte le prove.
La prima litozona è riferibile ai materiali di riporto che in superficie si presentano più o meno addensati, il cui spessore varia a 0.9 a 1.5 m con angolo di attrito medio pari 33°.
Nella seconda litozona si possono includere i materiali di riporto non addensati, le sabbie, i limi sabbiosi e le sabbie ghiaiose, all'interno dei quali si rinviene la falda ed i valori dell'angolo di attrito medio sono pari a 30°. In corrispondenza della prova 9 è stata riscontrata un'anomalia con valori scadenti fino a 6.00 m di profondità.
La seguente tabella riassume schematicamente i parametri geotecnici utilizzati per i calcoli e si precisa che cautelativamente sono i valori di angolo di attrito minimo riscontrati considerando lo spessore superficiale di un metro costituito da materiali più addensati. Nel calcolo dei cedimenti si è ipotizzata la falda a piano campagna.

Litozona	Profondità	Peso di volume γ_n	Nspt caratteristico	Angolo attrito interno Φ
A	da 0.0 a 1.0 m	19.00 KN/m3	15	30°
B	da 1.0 a 6.0 m	18.00 KN/m3	10	28°
B satura	da 6.0 a 10.0m	20.00 KN/m3	10	28°

Analisi sismica

In base alla normativa tecnico-sismica (Ordinanza del PCM n. 3274 del 20 Marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica") il comune di Pavia è stato classificato in Zona 4 (con sismicità crescente da zona 4 a zona 1).
Nella tabella seguente si riportano i valori di accelerazione (a_g) previsti dalla sopra citata ordinanza per tale zona sismica.

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-015	0,15
4	<0,05	0,05

Nella OPCM 3274/2003 e nel successivo D.M. 14.09.2005 (Norme tecniche per le costruzioni) si prevede una classificazione del sito in funzione sia dello spessore dei depositi di copertura che della velocità delle onde S o in mancanza di queste del numero di colpi dell'indagine penetrometrica. Vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E ad ognuna delle quali sono associati fattori moltiplicativi del valore di accelerazione di base in modo tale da tenere in conto l'amplificazione sismica locale che avviene dal bedrock ai depositi di superficie ed è determinata dalla condizione litologico-stratigrafica.

Non disponendo di una indagine geofisica di tipo sismico che permetta di misurare in sito la velocità delle Vs, il suolo di fondazione viene classificato in via cautelativa, in base ai dati stratigrafici dei pozzi esistenti e ai dati dell'indagine penetrometrica, come appartenente alla categoria D secondo quanto indicato nell'ordinanza dove si legge:

A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero Nspt,30 > 50 nei terreni a grana grossa,e Cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero 15<Nspt30<50, 70<Cu< 250 kPa).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero Nspt30<15 nei terreni a grana grossa eC_{u30}< 70 kPa nei terreni a grana fine).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs30> 800 m/s).

Per quanto riguarda la problematica della liquefazione che può verificarsi nei terreni sabbiosi saturi sciolti sottoposti a sisma è stata effettuata una verifica in base al metodo di Seed Idriss (mod. CNR – GNDT) che ha dato come risultato la non liquefacibiltà dei depositi interessati dalle opere di fondazione.

Per quanto riguarda il coefficiente di amplificazione topografica ST si considera corretto utilizzare ST=1 (non c'è amplificazione topografica).

CONSIDERAZIONI TECNICHE SULL'OPERA IN PROGETTO

Capacità portante fondazioni superficiali

La capacità portante delle terreno di fondazione è stata valutata con il metodo Brinch-Hansen. Gli appositi fogli di calcolo permettono di valutare la capacità portante variando le dimensioni delle fondazioni, lunghezza (L) larghezza (B) ed approfondimento (D). Il coefficiente di sicurezza utilizzato è pari a 3.

Cedimenti

Il metodo di Burland-Burbidge consente la stima del valore del cedimento (S) di una fondazione in terreni granulari, partendo dai dati delle prove penetrometriche dinamiche standard (SPT). Essendo il calcolo dei cedimenti basato su correlazioni statistiche che legano i valori dei cedimenti calcolati con quelli verificatesi in oltre 200 casi reali, è possibile associare al cedimento una probabilità.

Tale valore di probabilità indica la percentuale di cedimenti che statisticamente supererebbero il valore calcolato.

$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0max} \cdot a_f}{3} + (q' - \sigma'_{v0max}) \cdot a_f \right)$$

dove:

- f_s, f_H, f_t coefficienti legati, rispettivamente: alla forma della fondazione, allo spessore dello strato comprimibile al di sotto della fondazione e al tempo per il quale si vuole calcolare il cedimento.
- a_f coefficiente che correla statisticamente i valori di N_{spt} misurati con un indice di compressibilità
- $\sigma'_{vo\ max}$ pressione di sovraconsolidazione (valutata attraverso il valore del grado di sovraconsolidazione, OCR)

Per terreni normalconsolidati ($q' = \sigma'_{vo,max}$) l'espressione viene ridotta alla seguente:

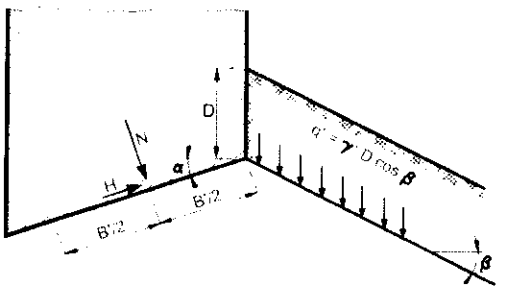
$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left(\frac{q' \cdot a_f}{3} \right)$$

I tabulati riportano le capacità portanti ammissibili in funzioni dei cedimenti non superiori a 2,5 cm con probabilità 30% considerando cautelativamente la falda a piano campagna.

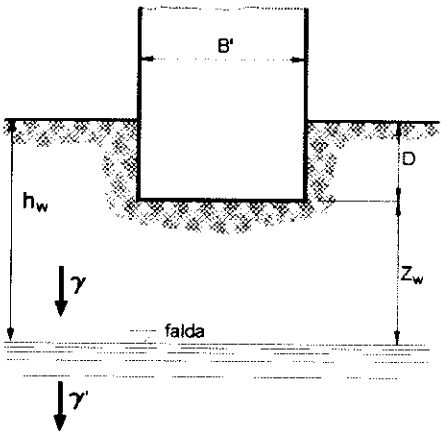
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

CONDIZIONI DRENATE

$$q_{lim} = 0.5\,\gamma\, B'\, N_\gamma\, s_\gamma\, i_\gamma\, b_\gamma\, g_\gamma + c'\, N_c\, s_c\, d_c\, i_c\, b_c\, g_c + q'\, N_q\, s_q\, d_q\, i_q\, b_q\, g_q$$



$$\gamma_c = \gamma' + \left(\frac{Z_w}{B}\right)(\gamma - \gamma')$$



fattori di capacità portante	Nc	$(N_q-1)\cot\phi'$	
	N_γ	$2(N_q+1)\tan\phi'$	Vesic (1970)
	N_q	$\tan^2(45+\phi'/2)\, e^{\pi\tan\phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s_c	$1 + (N_q / N_c)(B' / L')$	Vesic (1973-1975)
	s_γ	$1 - 0.4\,(B' / L')$	"
	s_q	$1 + \tan(\phi)\,(B' / L')$	"
	approfondimento		
	d_c	$d_q-[(1-d_q)/(N_c \tan\phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d_q	$1+[2\,(D/B')\tan\phi'\,(1-\sin\phi')^2]$ per D/B' <1	Brinch-Hansen (1970) e
		$1+[2\tan\phi'\,(1-\sin\phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per D/B'>1	Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i_c	$i_q-[(1-i_q)/(N_c \tan\phi')]$	Vesic (1970)
	i_γ	$[1-(0.7*H/N)]^5$	Brinch-Hansen (1970)
	i_q	$[1-(0.5*H/N)]^5$	"
	inclinazione fondazione		
	b_q	$(1-\alpha\tan\phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)
	b_γ	$(1-\alpha\tan\phi')^2$	"
	b_c	$b_q-[(1-b_q)/(N_c \tan\phi')]$	"
	inclinazione piano campagna		
	g_q	$(1-\tan\omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)
	g_γ	$(1-\tan\omega)^2$	"
	g_c	$g_q-[(1-g_q)/(N_c \tan\phi')]$	"

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

CONDIZIONI DRENATE

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9,807	(kN/m^3)
γ_n	peso di volume naturale terreno	18,0	(kN/m^3)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	20,0	(kN/m^3)
ϕ'	angolo di attrito	28,0	(°)
c'	coesione drenata	0,0	(kPa)
B	larghezza della fondazione	1,50	(m)
ΔB	passo di incremento della larghezza	0,50	(m)
D	approfondimento della fondazione	0,50	(m)
ΔD	passo di incremento dell'approfondimento	0,50	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento adottata nel calcolo	85	(%)
h_w	profondità falda da p.c. $(h_w=z_w+D)$	4,00	(m)
α	inclinazione fondazione	0,0	(°)
β	pendenza piano campagna	0,0	(°)
H/N	rapporto tra azione orizzontale e verticale	0,100	(-)
FS	coefficiente di sicurezza	3,00	(-)

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9,807	(kN/m^3)
γ_n	peso di volume naturale terreno	18,0	(kN/m^3)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	20,0	(kN/m^3)
ϕ'	angolo di attrito	28,0	(°)
c'	coesione drenata	0,0	(kPa)
B	larghezza della fondazione	4,00	(m)
ΔB	passo di incremento della larghezza	1,00	(m)
D	approfondimento della fondazione	0,50	(m)
ΔD	passo di incremento dell'approfondimento	0,50	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento adottata nel calcolo	85	(%)
h_w	profondità falda da p.c. $(h_w=z_w+D)$	4,00	(m)
α	inclinazione fondazione	0,0	(°)
β	pendenza piano campagna	0,0	(°)
H/N	rapporto tra azione orizzontale e verticale	0,100	(-)
FS	coefficiente di sicurezza	3,00	(-)

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

CONDIZIONI DRENATE

RISULTATI : q_{amm} (kPa)

B = 1,50 (m)

L / D	1,50	3,00	6,00	12,00
0,50	112	101	95	92
1,00	164	147	139	135
1,50	217	195	184	179
2,00	273	246	232	225

B = 2,00 (m)

L / D	2,00	4,00	8,00	16,00
0,50	134	120	113	109
1,00	183	164	155	150
1,50	237	213	201	195
2,00	289	260	245	238

B = 2,50 (m)

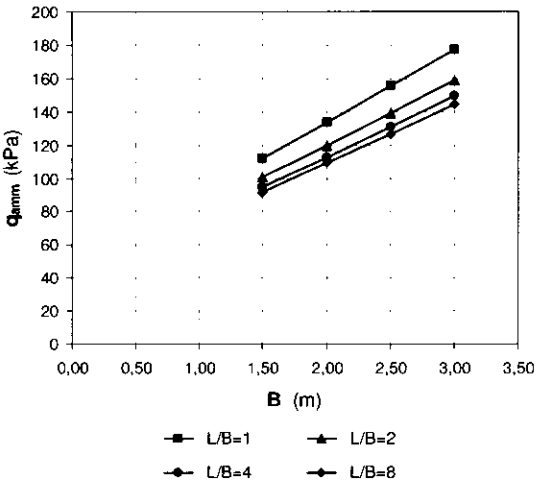
L / D	2,50	5,00	10,00	20,00
0,50	155	139	131	127
1,00	203	182	172	167
1,50	255	229	216	209
2,00	310	279	263	255

B = 3,00 (m)

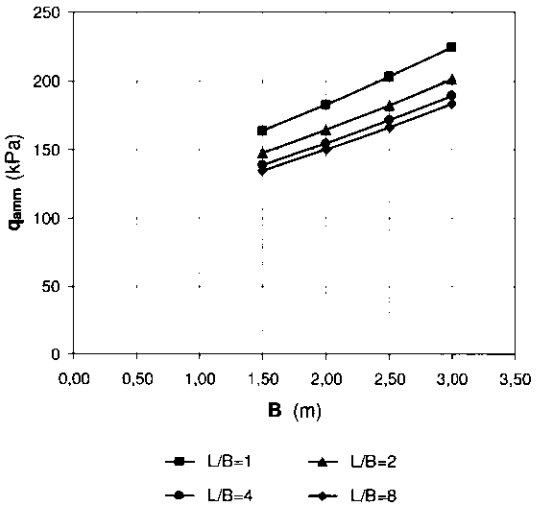
L / D	3,00	6,00	12,00	24,00
0,50	177	159	149	145
1,00	224	201	189	184
1,50	274	246	232	225
2,00	318	286	270	262

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

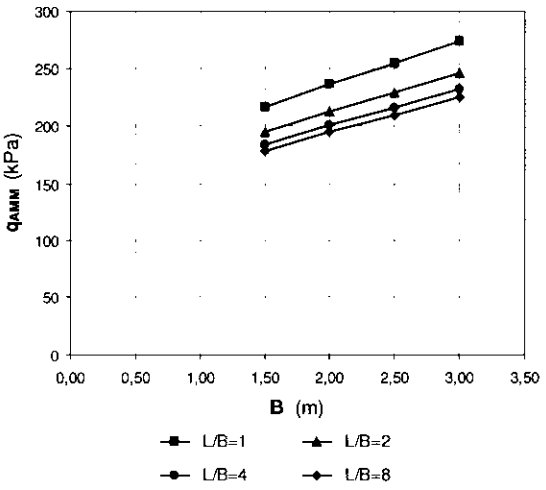
CONDIZIONI DRENATE



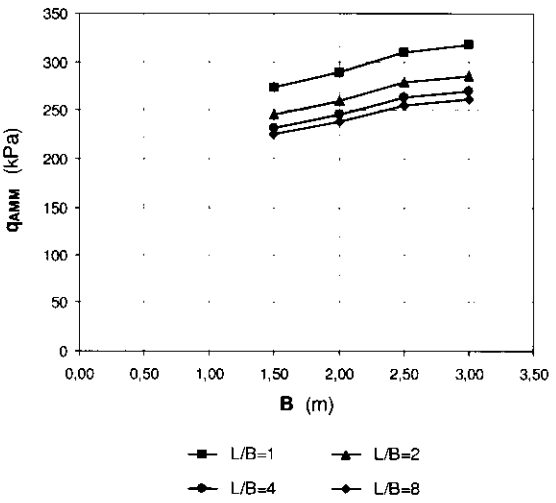
D = 0,50 m



D = 1,00 m



D = 1,50 m



D = 2,00 m

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

CONDIZIONI DRENATE

RISULTATI : q_{amm} (kPa)

B = 4,00 (m)

L / D	4,00	8,00	16,00	32,00
0,50	222	198	186	180
1,00	263	235	222	215
1,50	299	268	253	245
2,00	337	303	286	277

B = 5,00 (m)

L / D	5,00	10,00	20,00	40,00
0,50	254	227	214	207
1,00	287	257	242	235
1,50	322	289	272	264
2,00	359	322	304	294

B = 6,00 (m)

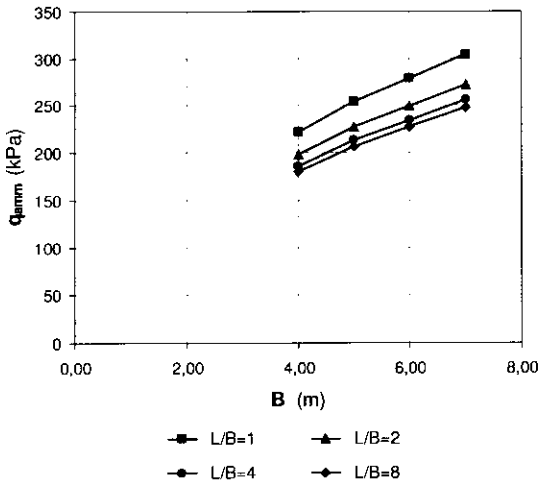
L / D	6,00	12,00	24,00	48,00
0,50	279	250	235	227
1,00	312	279	263	254
1,50	346	310	292	283
2,00	381	342	323	313

B = 7,00 (m)

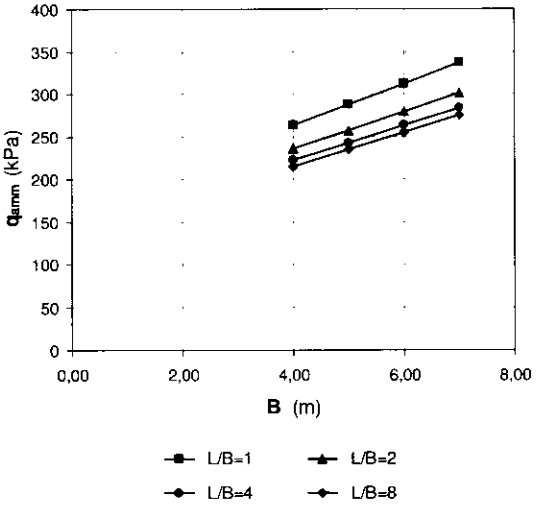
L / D	7,00	14,00	28,00	56,00
0,50	304	272	256	248
1,00	337	301	283	275
1,50	370	331	312	303
2,00	405	363	342	332

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

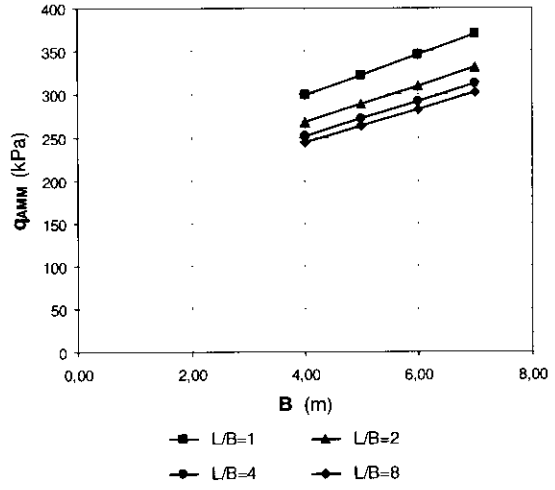
CONDIZIONI DRENATE



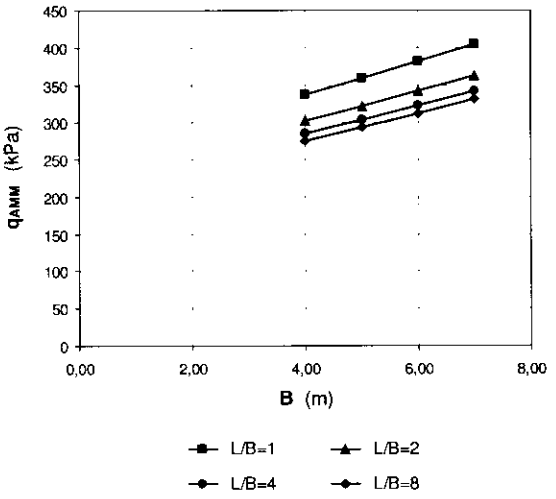
D = 0,50 m



D = 1,00 m



D = 1,50 m



D = 2,00 m

CALCOLO DEI CEDIMENTI

METODO BURLAND-BURBIDGE

DATI DI INGRESSO

B	larghezza della fondazione	1.5 - 7.0	(m)
L	lunghezza della fondazione	1.5 - 56	(m)
z_w	profondità della falda da piano campagna	0.00	(m)
h_f	quota della fondazione da piano campagna	0.5 - 2.0	(m)
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione	70	(kPa)
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	30	(%)
R_3; **R**	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30	(anni)
OCR	grado di sovraconsolidazione	1,0	(-)

n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ_n (kN/m^3)	N_{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghiaiosa; Ghiaia = 2
1	1,0	1,0	19,0	15	2
2	2,0	3,0	18,0	10	1
3	3,0	6,0	18,0	10	1
4	2,0	8,0	20,0	10	1
5	2,0	10,0	20,0	10	1

ΔH	spessore strato i-esimo
H	quota del letto strato i-esimo
γ_n	peso di volume naturale
N_{SPT}	numero di colpi/piede

CALCOLO DEI CEDIMENTI

METODO BURLAND-BURBIDGE

q amm in funzione dei cedimenti (KPa)

B = 1,50 m

D \ L	1,50	3,00	6,00	12,00
0,50	112	101	95	92
1,00	140	115	105	100
1,50	145	116	107	102
2,00	148	122	109	104

B = 2,00 m

D \ L	2,00	4,00	8,00	16,00
0,50	134	120	113	109
1,00	119	97	88	83
1,50	120	99	89	84
2,00	123	102	92	87

B = 2,50 m

D \ L	2,50	5,00	10,00	20,00
0,50	131	105	95	90
1,00	100	84	75	70
1,50	104	86	77	72
2,00	105	88	80	75

B = 3,00 m

D \ L	3,00	6,00	12,00	24,00
0,50	110	91	80	75
1,00	91	75	67	62
1,50	93	77	69	66
2,00	95	79	71	68

CALCOLO DEI CEDIMENTI

METODO BURLAND-BURBIDGE

q amm in funzione dei cedimenti (KPa)

B = 4,00 m

D \ L	4,00	8,00	16,00	32,00
0,50	88	70	64	60
1,00	75	62	56	52
1,50	77	64	58	55
2,00	80	67	61	58

B = 5,00 m

D \ L	5,00	10,00	20,00	40,00
0,50	67	55	49	46
1,00	65	54	49	46
1,50	66	55	50	48
2,00	69	58	53	50

B = 6,00 m

D \ L	6,00	12,00	24,00	48,00
0,50	59	48	43	40
1,00	57	47	43	41
1,50	59	50	45	44
2,00	63	53	48	46

B = 7,00 m

D \ L	7,00	14,00	28,00	56,00
0,50	53	43	39	36
1,00	53	44	40	38
1,50	55	45	42	40
2,00	57	48	45	43

CONCLUSIONI

In terreni naturali risultano composti principalmente da sabbie poco addensate e con angoli di attrito bassi. La permeabilità risulta medio alta con valori di $10^{-1} \div 10^{-3}$ cm/s.
La falda è stata misurata a 6.00 m da piano campagna ma le escursioni possono raggiungere la superficie topografica.
Unica prova che discosta dal trend generale è la prova numero 9 dove sono state rinvenute caratteristiche geotecniche scadenti fino a 6.00 m di profondità. Pure i cedimenti anomali delle precedenti pavimentazioni in cls, tuttora visibili, evidenziano tale problematica e le prove circostanti 6, 7, e 10 non presentano terreni particolarmente addensati in superficie.

Si ritiene necessario un approfondimento delle conoscenze per verificare tale anomalia mediante uno scavo che posso verificare il substrato e l'eventuale presenza di riporti di materiale e/o strutture pregresse che posso avere generato tale situazione.

Successivamente di dovrà intervenire affinché il terreno abbia caratteristiche geotecniche similari alle restanti prove. In superficie si dovrà altresì provvedere a compattare il terreno in corrispondenza delle prove 6, 7, 9, 10 per ottenere uno strato superficiale con caratteristiche assimilabili al resto dell'area. Tale "materasso" superficiale è importante per la capacità portante e limitare i cedimenti.
I calcoli effettuati hanno preso in considerazione varie tipologie di fondazioni e profondità del piano di posa ma comunque i carichi ammissibili sono influenzati dai cedimenti ammissibili, ed a tal fine i dati da prendere in considerazione ai fini progettuali sono quelli delle pagine 18 e 19.
Vista la presenza di lenti discontinue di materiale fine compressibile si consiglia l'adozione di fondazioni continue tipo platea per meglio distribuire i carichi ed evitare possibili cedimenti di tipo differenziale.
Creato il piano posa fondazioni, si impone comunque la verifica del medesimo, al fine di constatare l'omogeneità dei terreni e le loro caratteristiche puntuali, e si consiglia l'esecuzione di prove di carico su piastra per determinare gli esatti coefficienti di sottofondo.

Ricordando che la falda può interferire con il piano campagna dovranno essere utilizzati materiali e tecnologie costruttive che permettano alle strutture di resistere alle pressioni idrodinamiche e non siano danneggiabili al contatto con l'acqua.

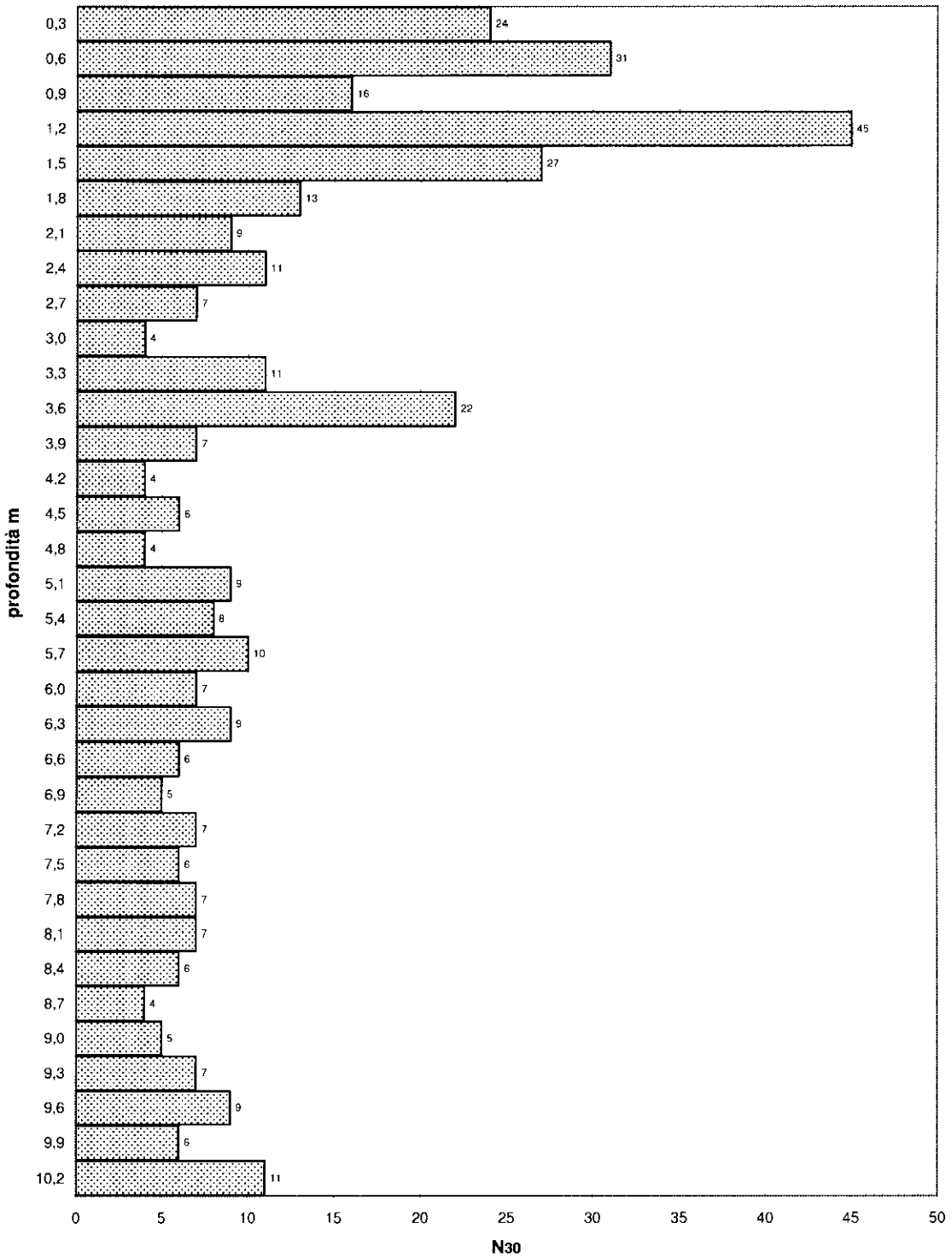
Bormio, ottobre 2008

Dott. Geologo
Guglielmo Confortola



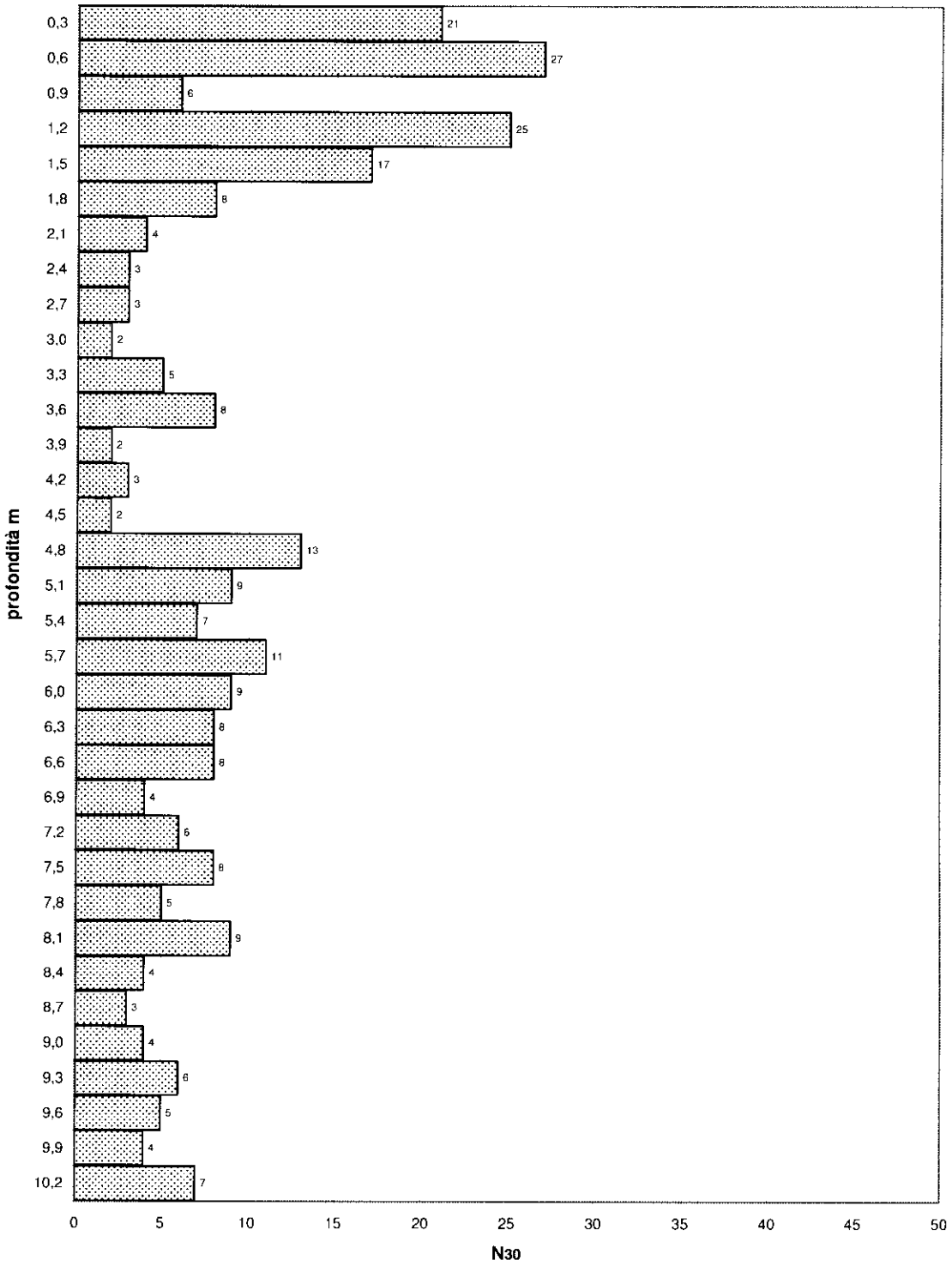
TABULATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

PROVA PENETROMETRICA n° 1



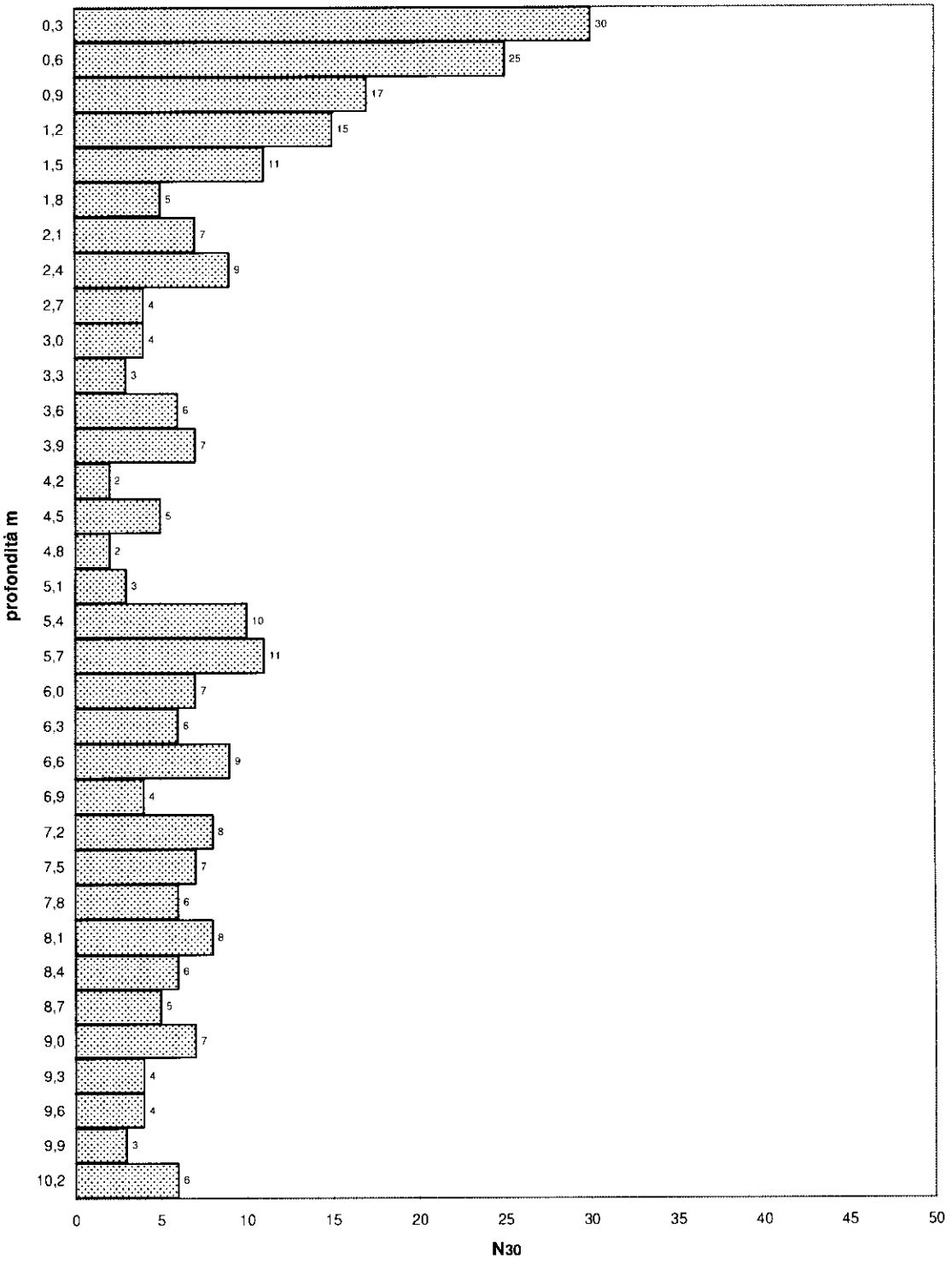
Prova penetrometrica n° 1						
Profondità	**N30**	**SPT**	**Φ**	**min**	**media**	**max**
0,3	24	36	**37**			
0,6	31	47	**40**			
0,9	16	24	**34**	**34**	**39**	**46**
1,2	45	68	**46**			
1,5	27	41	**39**			
1,8	13	20	**33**			
2,1	9	14	**31**			
2,4	11	17	**32**			
2,7	7	11	**30**			
3,0	4	6	**29**			
3,3	11	17	**32**			
3,6	22	33	**36**			
3,9	7	11	**30**			
4,2	4	6	**29**	**29**	**30**	**36**
4,5	6	9	**30**			
4,8	4	6	**29**			
5,1	9	14	**31**			
5,4	8	12	**31**			
5,7	10	15	**31**			
6,0	7	11	**30**			
6,3	9	14	**31**			
6,6	6	9	**30**			
6,9	5	8	**29**			
7,2	7	11	**30**			
7,5	6	9	**30**			
7,8	7	11	**30**			
8,1	7	11	**30**			
8,4	6	9	**30**			
8,7	4	6	**29**			
9,0	5	8	**29**			
9,3	7	11	**30**			
9,6	9	14	**31**			
9,9	6	9	**30**			
10,2	11	17	**32**			

PROVA PENETROMETRICA n° 2



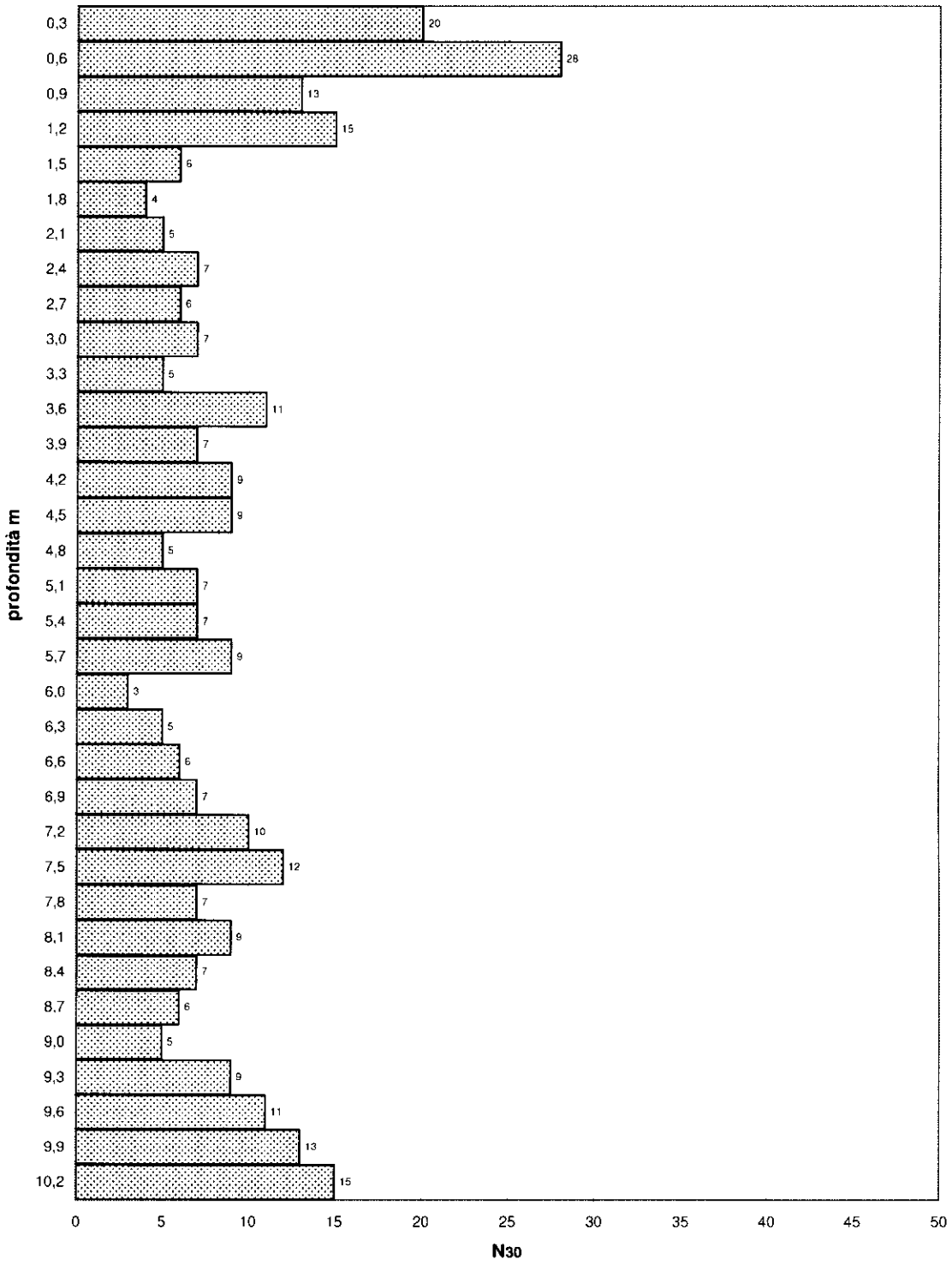
Prova penetrometrica n° 2						
Profondità	**N30**	**SPT**	**Φ**	**min**	**media**	**max**
0,3	21	32	**36**			
0,6	27	41	**39**			
0,9	6	9	**30**	**30**	**35**	**39**
1,2	25	38	**38**			
1,5	17	26	**34**			
1,8	8	12	**31**			
2,1	4	6	**29**			
2,4	3	5	**28**			
2,7	3	5	**28**			
3,0	2	3	**28**			
3,3	5	8	**29**			
3,6	8	12	**31**			
3,9	2	3	**28**			
4,2	3	5	**28**			
4,5	2	3	**28**			
4,8	19	29	**35**	**28**	**30**	**35**
5,1	9	14	**31**			
5,4	7	11	**30**			
5,7	11	17	**32**			
6,0	9	14	**31**			
6,3	8	12	**31**			
6,6	8	12	**31**			
6,9	4	6	**29**			
7,2	6	9	**30**			
7,5	8	12	**31**			
7,8	5	8	**29**			
8,1	9	14	**31**			
8,4	4	6	**29**			
8,7	3	5	**28**			
9,0	4	6	**29**			
9,3	6	9	**30**			
9,6	5	8	**29**			
9,9	4	6	**29**			
10,2	7	11	**30**			

PROVA PENETROMETRICA n° 3



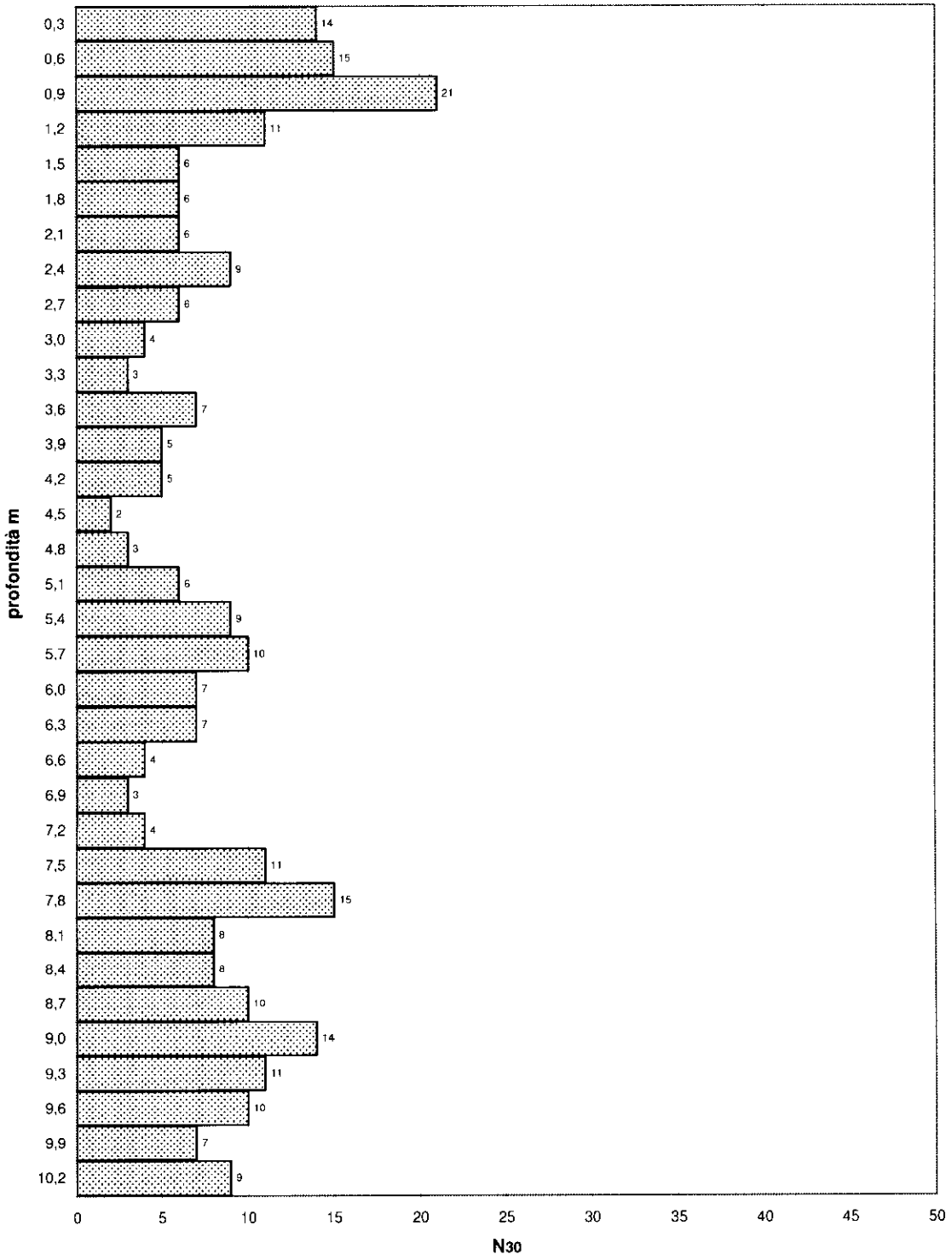
Prova penetrometrica n° 3						
Profondità	**N30**	**SPT**	**Φ**	**min**	**media**	**max**
0,3	30	45	**40**			
0,6	25	38	**38**			
0,9	17	26	34	32	35	40
1,2	15	23	**34**			
1,5	11	17	**32**			
1,8	5	8	**29**			
2,1	7	11	**30**			
2,4	9	14	**31**			
2,7	4	6	**29**			
3,0	4	6	**29**	**28**	**29**	**31**
3,3	3	5	**28**			
3,6	6	9	**30**			
3,9	7	11	**30**			
4,2	2	3	**28**			
4,5	5	8	**29**			
4,8	2	3	**28**			
5,1	3	5	**28**			
5,4	10	15	**31**			
5,7	11	17	**32**			
6,0	7	11	**30**			
6,3	6	9	**30**			
6,6	9	14	**31**			
6,9	4	6	**29**	**28**	**30**	**32**
7,2	8	12	**31**			
7,5	7	11	**30**			
7,8	6	9	**30**			
8,1	8	12	**31**			
8,4	6	9	**30**			
8,7	5	8	**29**			
9,0	7	11	**30**			
9,3	4	6	**29**			
9,6	4	6	**29**			
9,9	3	5	**28**			
10,2	6	9	**30**			

PROVA PENETROMETRICA n° 4



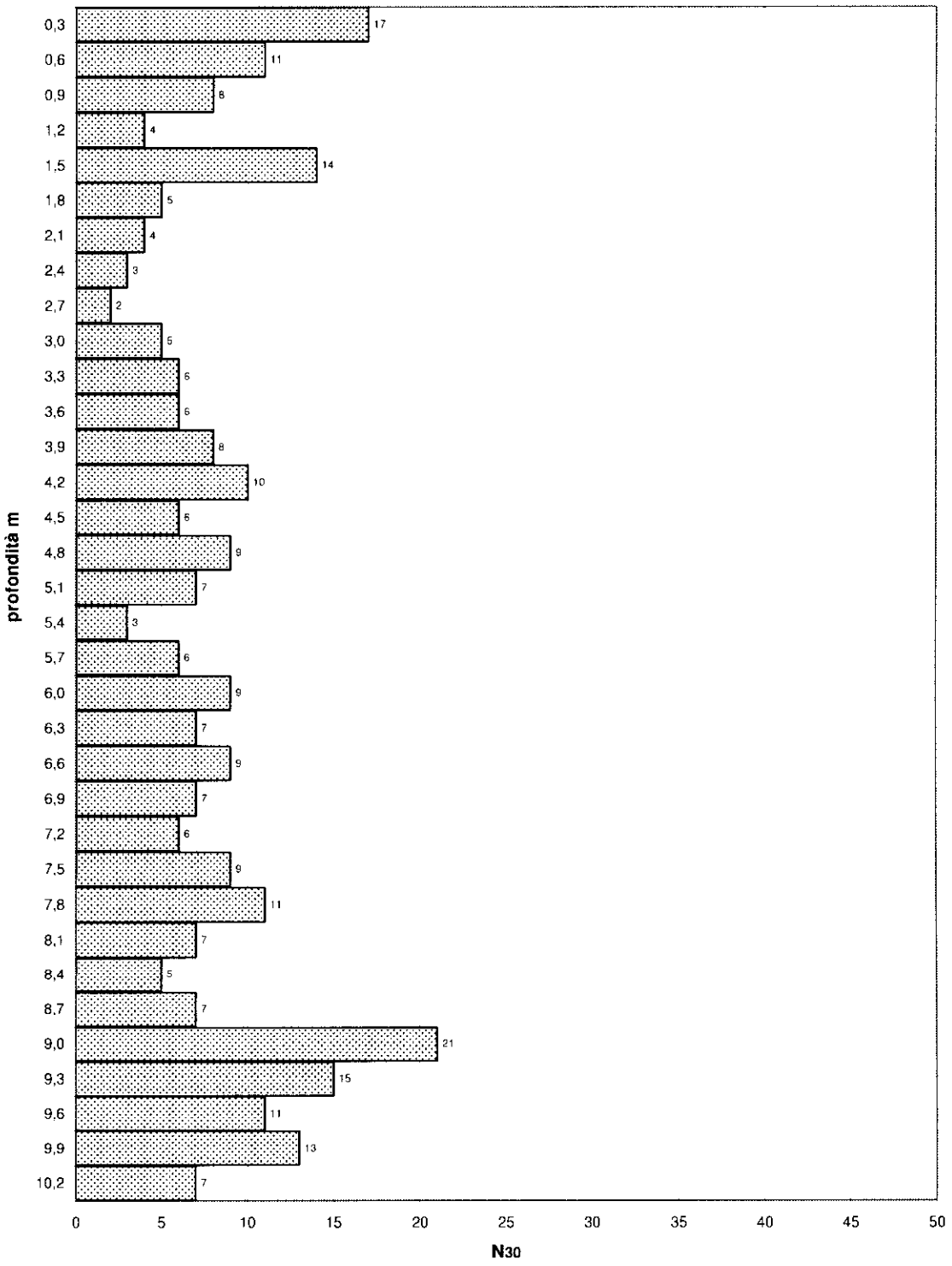
Prova penetrometrica n° 4						
Profondità	N30	SPT	Φ	min	media	max
0,3	20	30	**36**			
0,6	28	42	**39**			
0,9	13	20	**33**	**33**	**35**	**39**
1,2	15	23	**34**			
1,5	6	9	**30**			
1,8	4	6	**29**			
2,1	5	8	**29**			
2,4	7	11	**30**			
2,7	6	9	**30**			
3,0	7	11	**30**			
3,3	5	8	**29**			
3,6	11	17	**32**			
3,9	7	11	**30**			
4,2	9	14	**31**			
4,5	9	14	**31**			
4,8	5	8	**29**	**28**	**30**	**34**
5,1	7	11	**30**			
5,4	7	11	**30**			
5,7	9	14	**31**			
6,0	3	5	**28**			
6,3	5	8	**29**			
6,6	6	9	**30**			
6,9	7	11	**30**			
7,2	10	15	**31**			
7,5	12	18	**32**			
7,8	7	11	**30**			
8,1	9	14	**31**			
8,4	7	11	**30**			
8,7	6	9	**30**			
9,0	5	8	**29**			
9,3	9	14	**31**			
9,6	11	17	**32**			
9,9	13	20	**33**			
10,2	15	23	**34**			

PROVA PENETROMETRICA n° 5



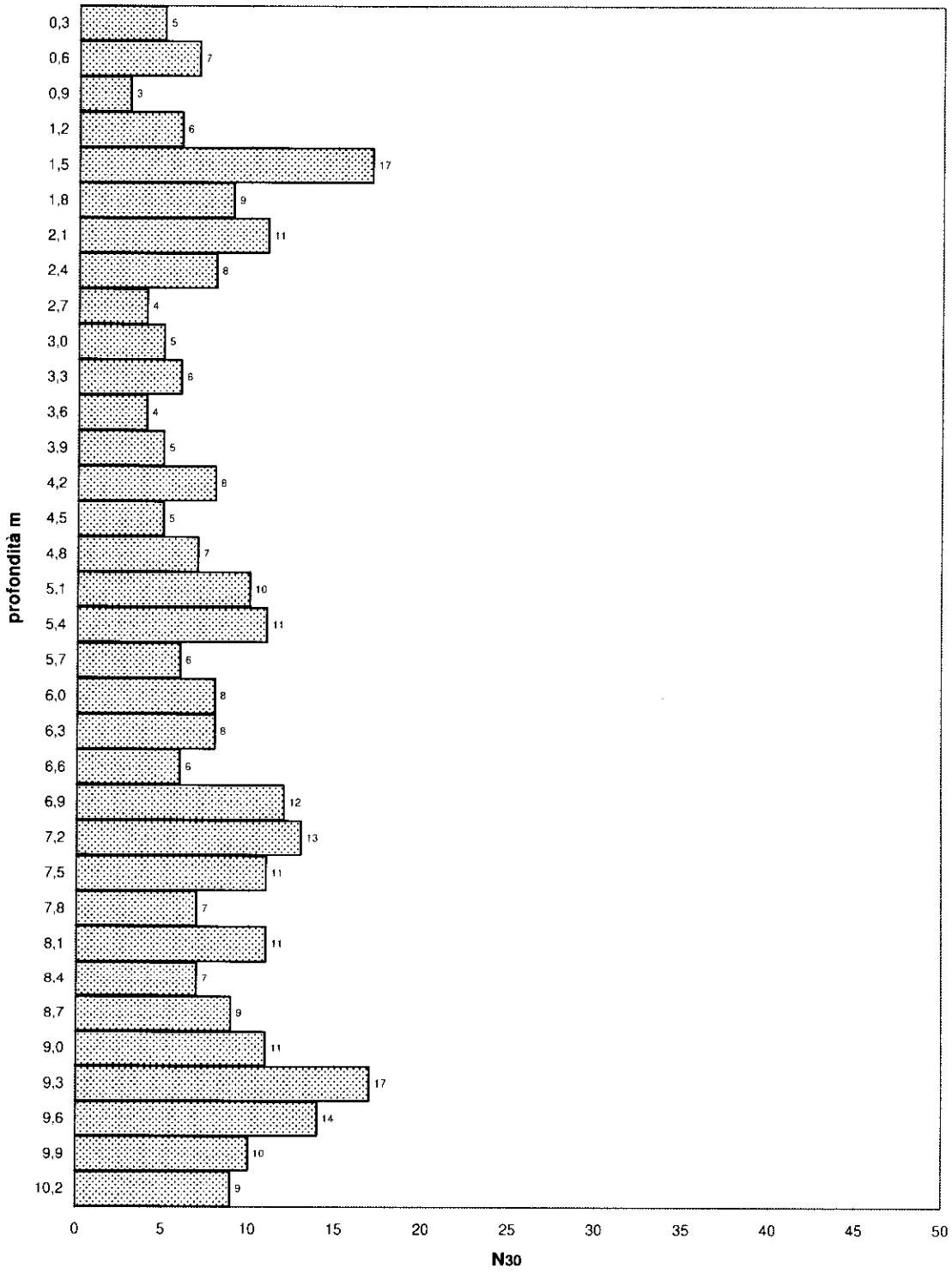
Prova penetrometrica n° 5						
Profondità	**N30**	**SPT**	**Φ**	**min**	**media**	**max**
0,3	14	21	**33**			
0,6	15	23	**34**			
0,9	21	32	**36**	**32**	**34**	**36**
1,2	11	17	**32**			
1,5	6	9	**30**			
1,8	6	9	**30**			
2,1	6	9	**30**			
2,4	9	14	**31**			
2,7	6	9	**30**			
3,0	4	6	**29**			
3,3	3	5	**28**			
3,6	7	11	**30**			
3,9	5	8	**29**			
4,2	5	8	**29**			
4,5	2	3	**28**	**28**	**30**	**34**
4,8	3	5	**28**			
5,1	6	9	**30**			
5,4	9	14	**31**			
5,7	10	15	**31**			
6,0	7	11	**30**			
6,3	7	11	**30**			
6,6	4	6	**29**			
6,9	3	5	**28**			
7,2	4	6	**29**			
7,5	11	17	**32**			
7,8	15	23	**34**			
8,1	8	12	**31**			
8,4	8	12	**31**			
8,7	10	15	**31**			
9,0	14	21	**33**			
9,3	11	17	**32**			
9,6	10	15	**31**			
9,9	7	11	**30**			
10,2	9	14	**31**			

PROVA PENETROMETRICA n° 6



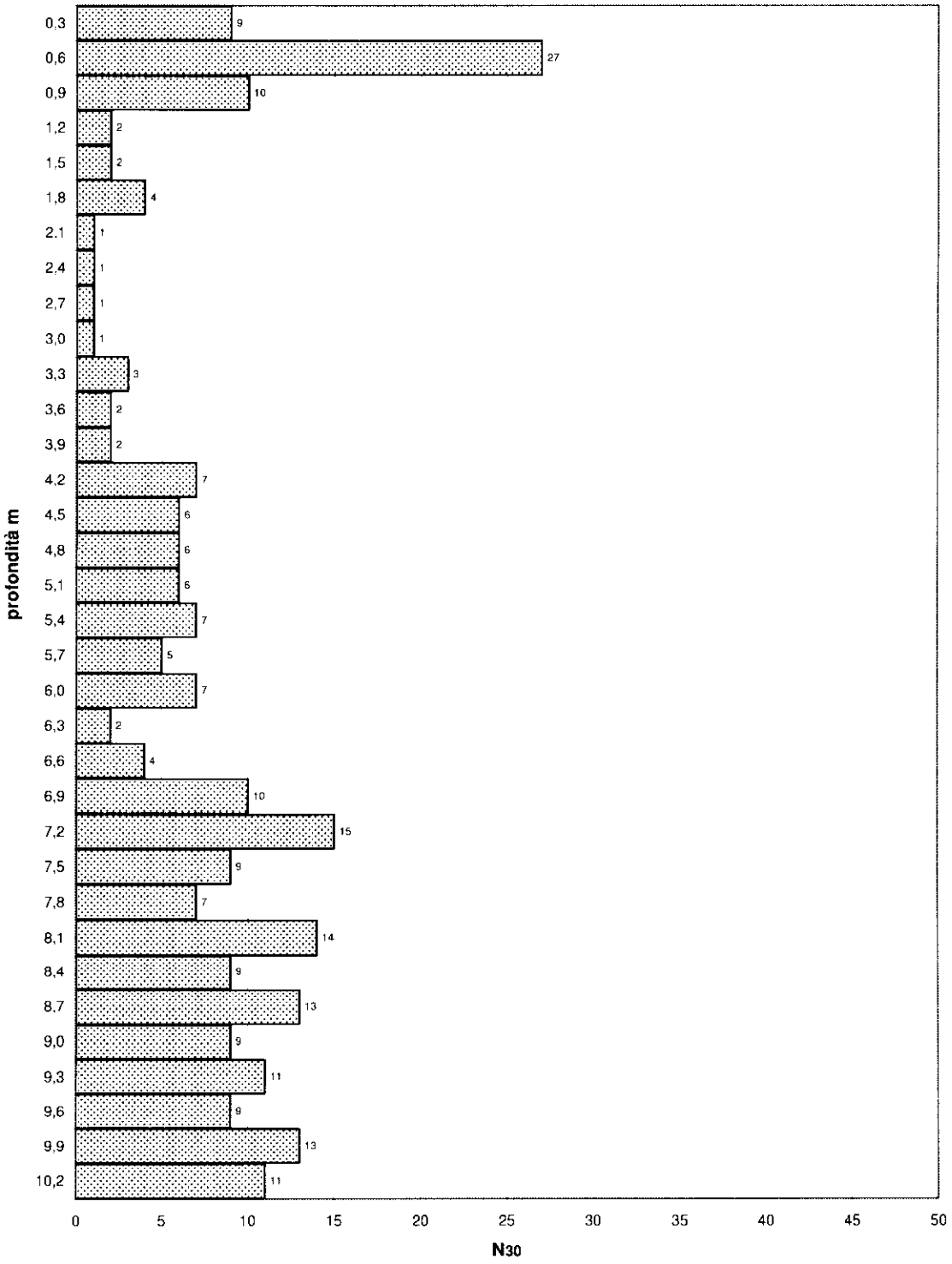
Prova penetrometrica n° 6						
Profondità	**N30**	**SPT**	**Φ**	**min**	**media**	**max**
0,3	17	26	**34**			
0,6	11	17	**32**			
0,9	8	12	**31**	**29**	**32**	**34**
1,2	4	6	**29**			
1,5	14	21	**33**			
1,8	5	8	**29**			
2,1	4	6	**29**			
2,4	3	5	**28**			
2,7	2	3	**28**			
3,0	5	8	**29**			
3,3	6	9	**30**			
3,6	6	9	**30**			
3,9	8	12	**31**			
4,2	10	15	**31**			
4,5	6	9	**30**			
4,8	9	14	**31**			
5,1	7	11	**30**	**28**	**30**	**36**
5,4	3	5	**28**			
5,7	6	9	**30**			
6,0	9	14	**31**			
6,3	7	11	**30**			
6,6	9	14	**31**			
6,9	7	11	**30**			
7,2	6	9	**30**			
7,5	9	14	**31**			
7,8	11	17	**32**			
8,1	7	11	**30**			
8,4	5	8	**29**			
8,7	7	11	**30**			
9,0	21	32	**36**			
9,3	15	23	**34**			
9,6	11	17	**32**			
9,9	13	20	**33**			
10,2	7	11	**30**			

PROVA PENETROMETRICA n°7



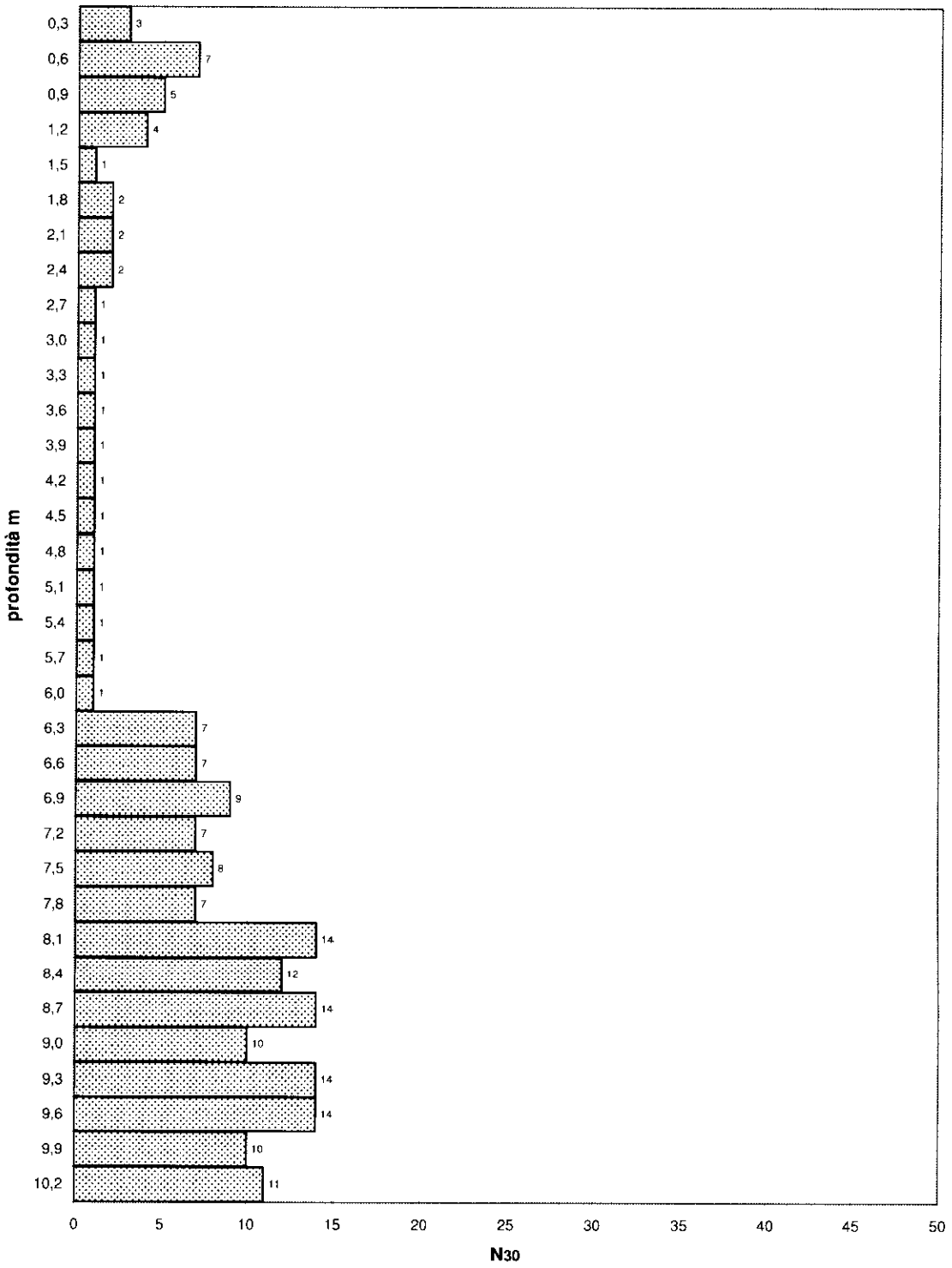
Prova penetrometrica n° 7						
Profondità	**N30**	**SPT**	**Φ**	**min**	**media**	**max**
0,3	5	8	**29**			
0,6	7	11	**30**			
0,9	3	5	**28**	28	30	34
1,2	6	9	**30**			
1,5	17	26	**34**			
1,8	9	14	**31**			
2,1	11	17	**32**			
2,4	8	12	**31**			
2,7	4	6	**29**			
3,0	5	8	**29**			
3,3	6	9	**30**			
3,6	4	6	**29**			
3,9	5	8	**29**			
4,2	8	12	**31**			
4,5	5	8	**29**			
4,8	7	11	**30**			
5,1	10	15	**31**	**29**	**31**	**34**
5,4	11	17	**32**			
5,7	6	9	**30**			
6,0	8	12	**31**			
6,3	8	12	**31**			
6,6	6	9	**30**			
6,9	12	18	**32**			
7,2	13	20	**33**			
7,5	11	17	**32**			
7,8	7	11	**30**			
8,1	11	17	**32**			
8,4	7	11	**30**			
8,7	9	14	**31**			
9,0	11	17	**32**			
9,3	17	26	**34**			
9,6	14	21	**33**			
9,9	10	15	**31**			
10,2	9	14	**31**			

PROVA PENETROMETRICA n° 8



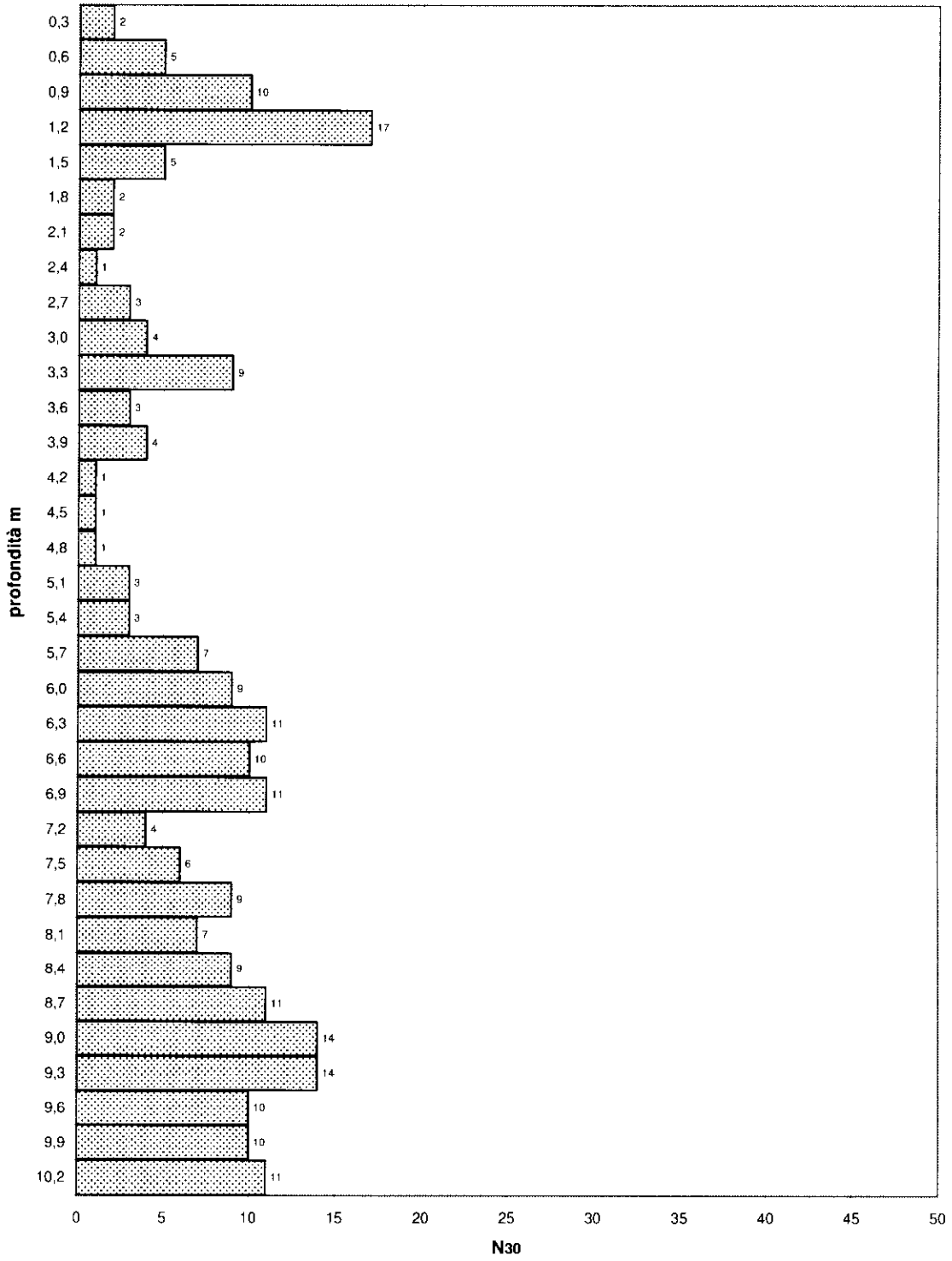
Prova penetrometrica n° 8						
Profondità	**N30**	**SPT**	**Φ**	**min**	**media**	**max**
0,3	9	14	**31**			
0,6	27	41	**39**	**31**	**34**	**39**
0,9	10	15	**31**			
1,2	2	3	**28**			
1,5	2	3	**28**			
1,8	4	6	**29**			
2,1	1	2	**28**			
2,4	1	2	**28**	**28**	**28**	**29**
2,7	1	2	**28**			
3,0	1	2	**28**			
3,3	3	5	**28**			
3,6	2	3	**28**			
3,9	2	3	**28**			
4,2	7	11	**30**			
4,5	6	9	**30**			
4,8	6	9	**30**			
5,1	6	9	**30**			
5,4	7	11	**30**			
5,7	5	8	**29**			
6,0	7	11	**30**			
6,3	2	3	**28**	**28**	**31**	**34**
6,6	4	6	**29**			
6,9	10	15	**31**			
7,2	15	23	**34**			
7,5	9	14	**31**			
7,8	7	11	**30**			
8,1	14	21	**33**			
8,4	9	14	**31**			
8,7	13	20	**33**			
9,0	9	14	**31**			
9,3	11	17	**32**			
9,6	9	14	**31**			
9,9	13	20	**33**			
10,2	11	17	**32**			

PROVA PENETROMETRICA n° 9



Prova penetrometrica n° 9						
Profondità	**N30**	**SPT**	**Φ**	**min**	**media**	**max**
0,3	3	5	**28**			
0,6	7	11	**30**			
0,9	5	8	**29**			
1,2	4	6	**29**			
1,5	1	2	**28**			
1,8	2	3	**28**			
2,1	2	3	**28**			
2,4	2	3	**28**			
2,7	1	2	**28**			
3,0	1	2	**28**	**28**	**28**	**30**
3,3	1	2	**28**			
3,6	1	2	**28**			
3,9	1	2	**28**			
4,2	1	2	**28**			
4,5	1	2	**28**			
4,8	1	2	**28**			
5,1	1	2	**28**			
5,4	1	2	**28**			
5,7	1	2	**28**			
6,0	1	2	**28**			
6,3	7	11	**30**			
6,6	7	11	**30**			
6,9	9	14	**31**			
7,2	7	11	**30**			
7,5	8	12	**31**			
7,8	7	11	**30**			
8,1	14	21	**33**	**30**	**32**	**33**
8,4	12	18	**32**			
8,7	14	21	**33**			
9,0	10	15	**31**			
9,3	14	21	**33**			
9,6	14	21	**33**			
9,9	10	15	**31**			
10,2	11	17	**32**			

PROVA PENETROMETRICA n° 10



Prova penetrometrica n° 10						
Profondità	**N30**	**SPT**	**Φ**	**min**	**media**	**max**
0,3	2	3	**28**			
0,6	5	8	**29**			
0,9	10	15	**31**	**28**	**31**	**34**
1,2	17	26	**34**			
1,5	5	8	**29**			
1,8	2	3	**28**			
2,1	2	3	**28**			
2,4	1	2	**28**			
2,7	3	5	**28**			
3,0	4	6	**29**			
3,3	9	14	**31**	**28**	**28**	**31**
3,6	3	5	**28**			
3,9	4	6	**29**			
4,2	1	2	**28**			
4,5	1	2	**28**			
4,8	1	2	**28**			
5,1	3	5	**28**			
5,4	3	5	**28**			
5,7	7	11	**30**			
6,0	9	14	**31**			
6,3	11	17	**32**			
6,6	10	15	**31**			
6,9	11	17	**32**			
7,2	4	6	**29**			
7,5	6	9	**30**			
7,8	9	14	**31**	**29**	**31**	**33**
8,1	7	11	**30**			
8,4	9	14	**31**			
8,7	11	17	**32**			
9,0	14	21	**33**			
9,3	14	21	**33**			
9,6	10	15	**31**			
9,9	10	15	**31**			
10,2	11	17	**32**			

STRATIGRAFIE SONDAGGI

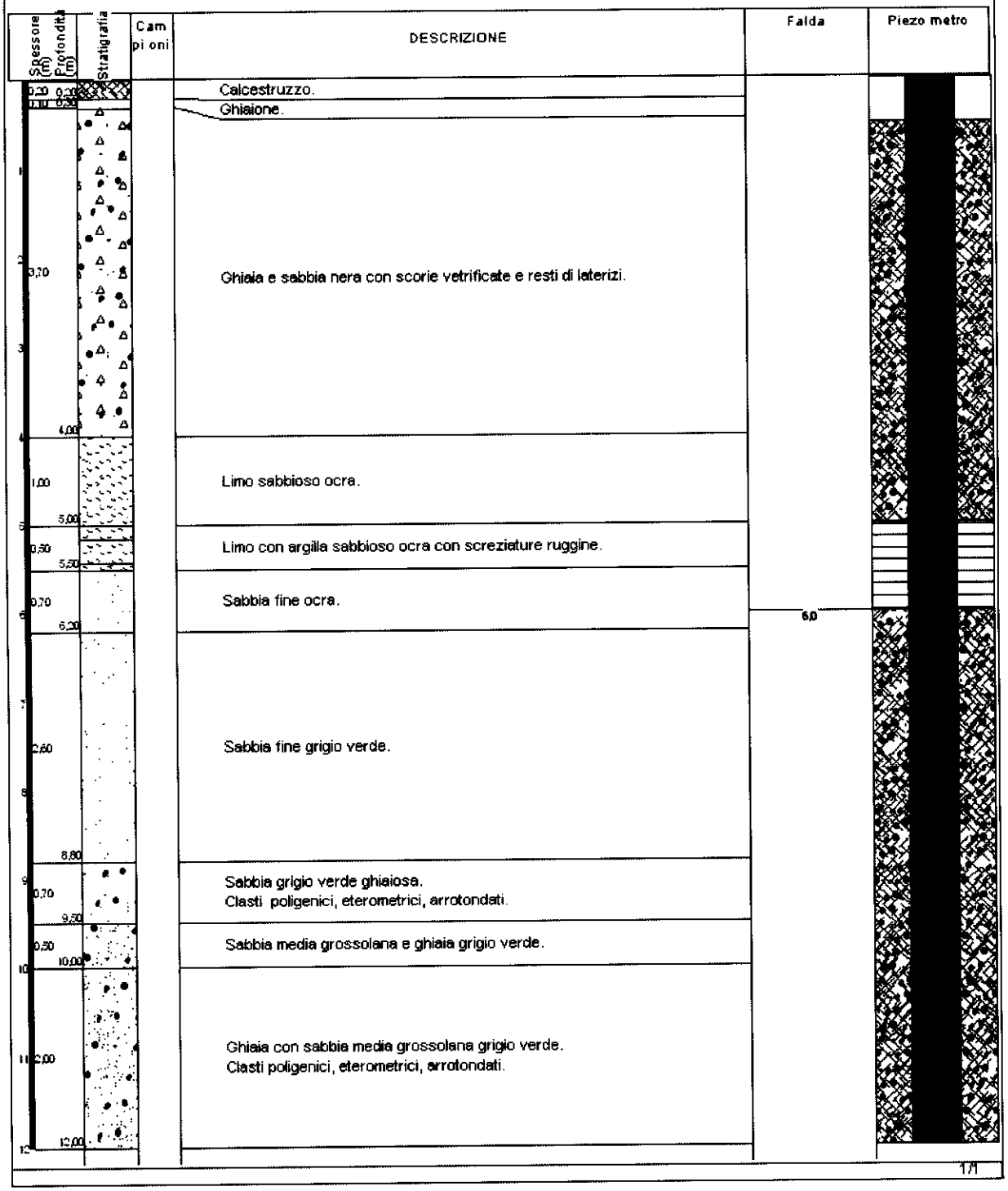
Committente: C.A.C.I.P. Srl

Località: Ex Landini - Via dei Mille - Pavia

Data inizio/fine: 29 settembre 2008

Attrezzatura: Sonda cingolata DB 520 — Quota del p.c. s.l.m.(m):

Lunghezza perforazione (m): 12,0 — Scala 1:54 — Sigla: PZ 1



Committente: C.A.C.I.P. Srl

Località: Ex Landini - Via dei Mille - Pavia

Data inizio/fine: 30 settembre 2008

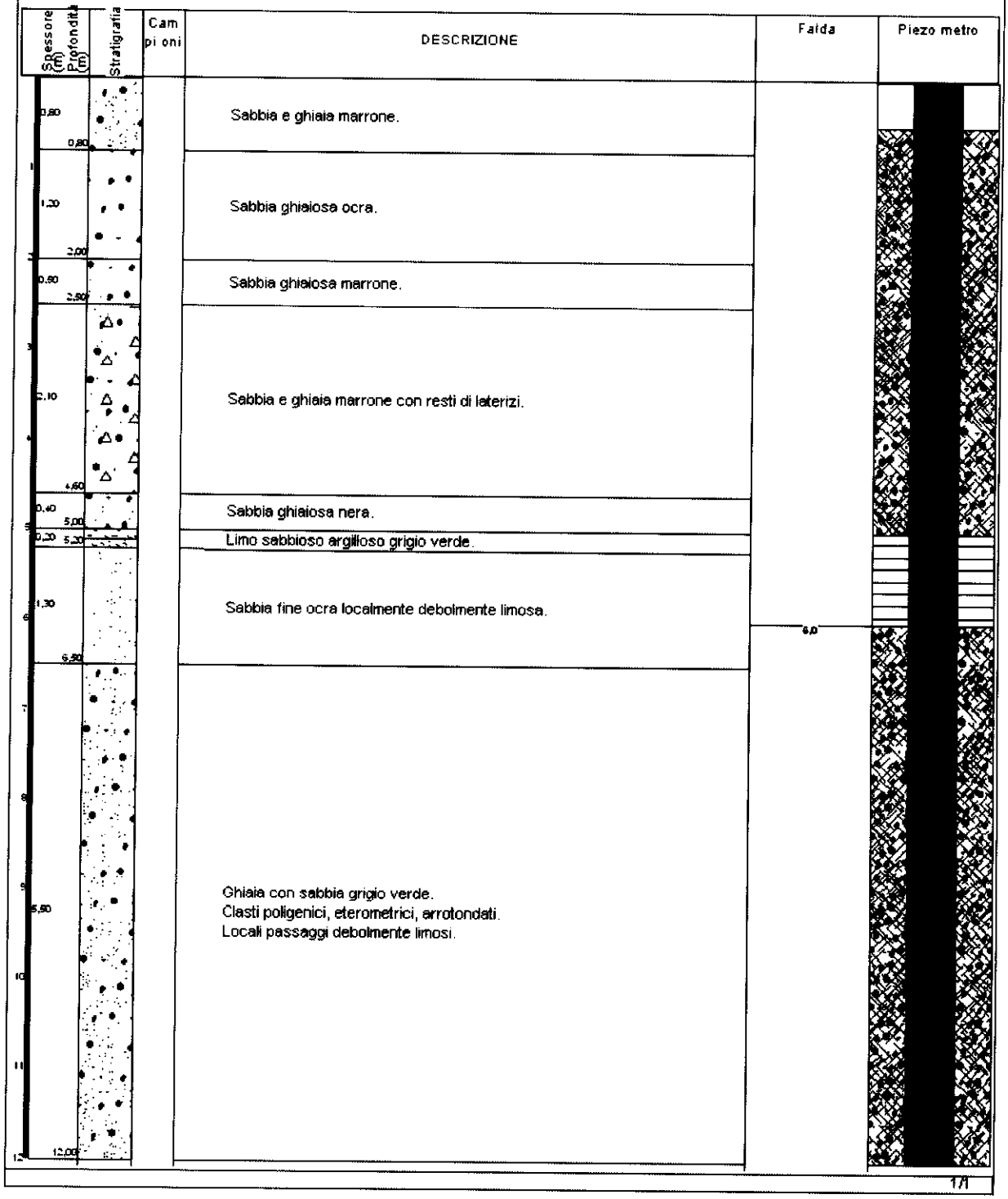
Attrezzatura: Sonda cingolata DB 520

Quota del p.c. s.l.m.(m):

Lunghezza perforazione (m): 12,0

Scala 1:54

Sigla: PZ 2



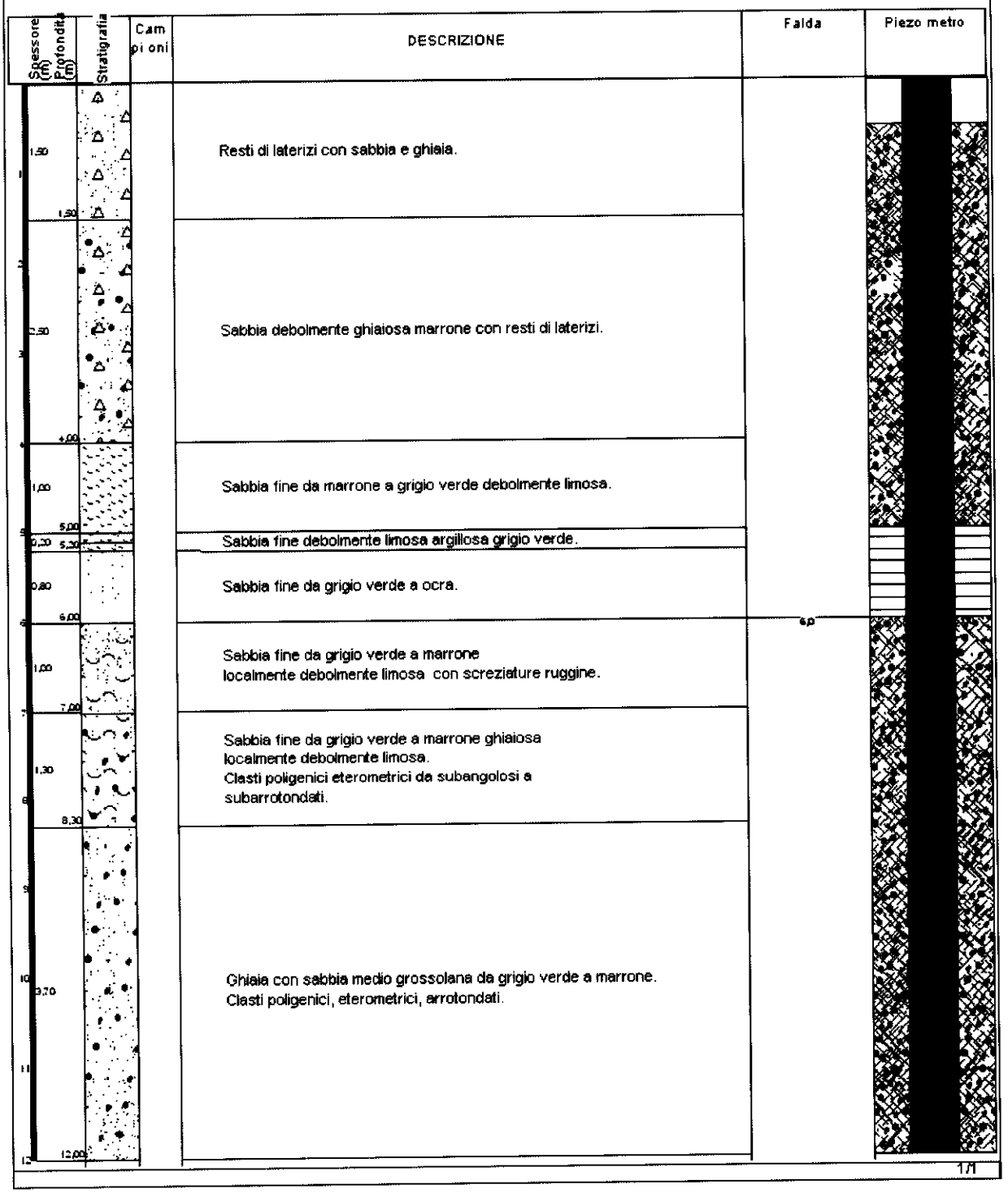
Committente: C.A.C.I.P. Srl

Località: Ex Landini - Via dei Mille - Pavia

Data inizio/fine: 1 ottobre 2008

Attrezzatura: Sonda cingolata DB 520 — Quota del p.c. s.l.m.(m):

Lunghezza perforazione (m): 12,0 — Scala 1:54 — Sigla: PZ 3



DOCUMENTO VALIDO PER L'ESPATRIO

AU5646135

[redacted]

REPUBBLICA ITALIANA

COMUNE DI

BORMIO

CARTA D'IDENTITA'

N° AU5646135

DI

CONFORTOLA

GUGLIELMO

Cognome CONFORTOLA

Nome GUGLIELMO

nato il 12 03 1969

(atto n. 52 P 1 S A)

a [redacted]

Cittadinanza ITALIANA

Residenza BORMIO (SO)

Via VIA FILIPPI GIASONE N.6

Stato civile --

Professione GEOLOGO

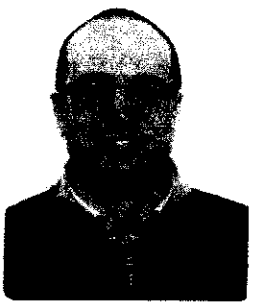
CONTRASSEGNI SALIENTI

Statura 1,70

Capelli CASTANI

Occhi VERDI

Segni particolari [redacted]



Firma del titolare

BORMIO 07 04 2014

IL SINDACO

d'ordine del Sindaco

IL FUNZIONARIO DELEGATO

Giuseppina Armanasco

GHEOS s.a.s.

di Sacchi T. & C. Via Molino 54/A 27010 San Zenone Po (PV)
Tel. 0382 79326 - 335 5493146 E-mail. gheos-fs@libero.it
C.F. e P:IVA 01753420189. Reg.Imp.7727/1998

Condominio 100 Torri
Via Emilia 13
Pavia (Pv)

Indagini geofisiche, geognostiche e relazione geologica, per la costruzione di un ascensore sito in Via Emilia 13, Pavia (Pv)

R1 - Relazione Geologica ai sensi del DM 14/01/08 NTC
R2 - Relazione Geotecnica ai sensi del DM 14/01/08 NTC
R3 - Relazione Geologica ai sensi della DGR IX/2616/2011

Febbraio 2017

R1 - Relazione Geologica ai sensi del DM 14/01/08 NTC

Indagini geofisiche, geognostiche e relazione geologica, per la costruzione di un ascensore sito in Via Emilia 13, Pavia (Pv)

• PREMESSE

La presente indagine è stata commissionata allo scopo di individuare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni interessati alla costruzione di un ascensore sito in Via Emilia 13 ,Pavia (Pv).
Il programma delle indagini, concordato con il progettista, vista anche la conoscenza dei luoghi, ha previsto la realizzazione di 1 prova penetrometrica dinamica, fino alla profondità massima di 10.0m con l'utilizzo del penetrometro automatico Pagani Tg63/200. A completamento dell'indagine si è utilizzata un'indagine sismica di superficie di tipo HVSR per la caratterizzazione dei terreni in chiave sismica (VS 30) con una registrazione di venti minuti attraverso un geofono tridimensionale.

• MODALITÀ DELL'INDAGINE PENETROMETRICA DINAMICA

Prove Penetrometriche Dinamiche Continue con penetrometro DPSH
Procedure di riferimento: Raccomandazioni AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977),
ISSMFE (Internatione Society of Soil Mechanics and geotechnical Engineering), 1988
IRTP (International Reference Test Procedures) Simposio ISOPT Orlando 1988
Penetrometro TG 63/200 KN Manuale d'uso del Costruttore (Pagani)

• MODALITÀ OPERATIVA DI CAMPAGNA DELL'INDAGINE PENETROMETRICA DINAMICA

La prova penetrometrica dinamica eseguita dalla Società GHEOS S.a.s. si realizza infiggendo nel terreno una punta conica standardizzata avente un diametro di 51 mm ed un area di 20,43 cm^2 tramite un maglio pesante 63,5 kg che cade liberamente da una altezza di 75 cm.
La prova consiste nel contare il numero di colpi del maglio necessari ad affondare la punta, collegata ad un batteria di aste, per tratti di 20 cm. In presenza di terreni dotati di alto attrito laterale (terre argillose), si rende necessario procedere alla infissione contemporanea, metro per metro del tubo di rivestimento avente diametro esterno di 48 mm, al fine di eliminare gli attriti lungo la colonna delle aste. I valori di campagna vengono riportati sul MOD. 7510

• MODALITÀ OPERATIVA D'UFFICIO DELL'INDAGINE PENETROMETRICA STATICA E DINAMICA

I dati di campagna riportati sul MOD. 7510, vengono caricati su computer tramite Software dedicato (Programma win-cpt per le statiche e win-din per le dinamiche); questi programmi ordinano le prove per cantiere di esecuzione adottando una numerazione progressiva, divisa per anno di esecuzione e per computer di memorizzazione. (N° cantiere – anno di esecuzione-computer utilizzato, ...)
Il trattamento dei dati permette di stampare:i certificati di campagna, numerici ed in grafico, le valutazione litologiche secondo il metodo Begemann e AGI 1977 e secondo il metodo di Schmertmann 1978, i parametri geotecnici del terreno per intervalli di 20 cm.

• BREVE DESCRIZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE ESEGUITE

La prova eseguita, può essere così schematizzata. Sono di seguito diagrammate, riportano i valori di campagna e indicano la presenza di :

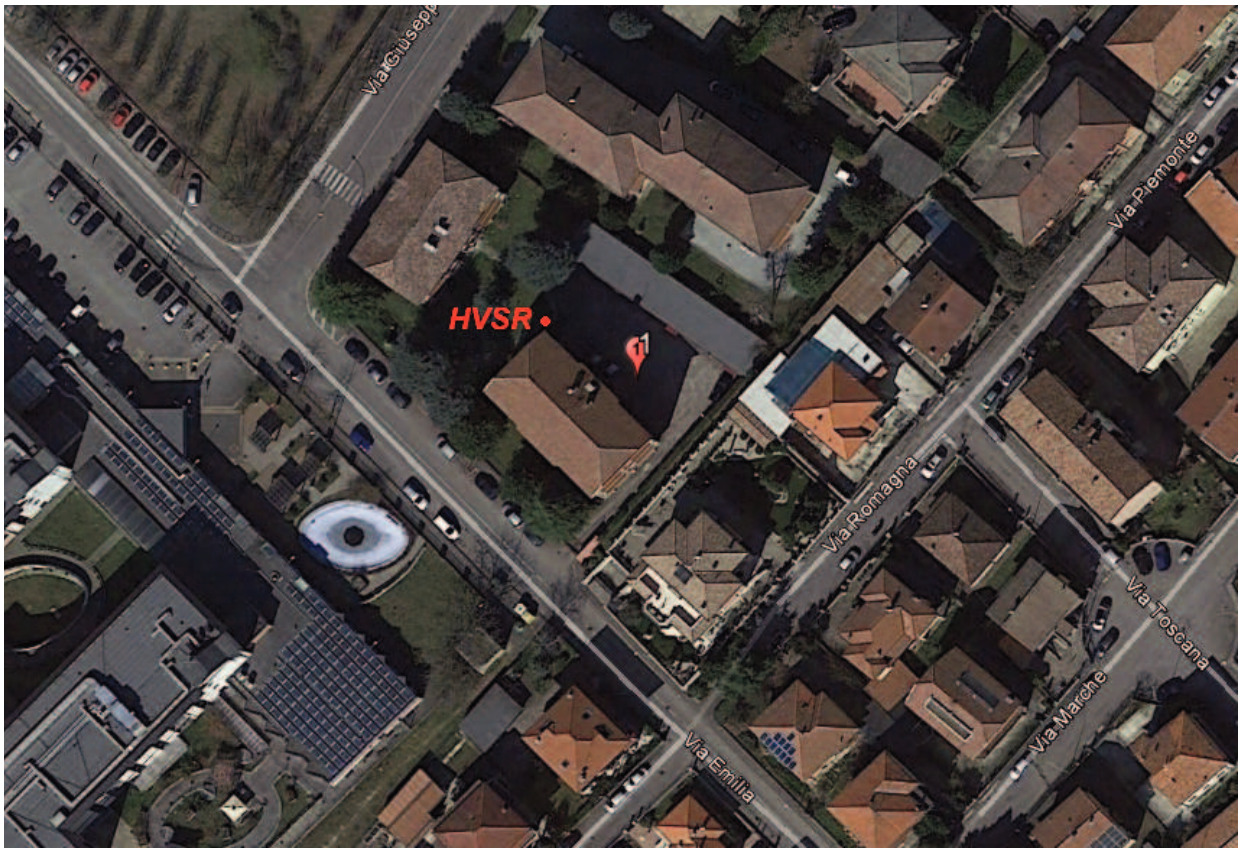
Prova 1

LIVELLO 1 da 0.00 sino a 0.40 m,	cavità antropica	
LIVELLO 2 da 0.40 sino a 2.00 m,	sabbia limosa	(7 Nspt)
LIVELLO 3 da 2.00 sino a 3.40 m,	limo sabbioso	(4 Nspt)
LIVELLO 4 da 3.40 sino a 8.20 m,	sabbia debolmente limosa	(7 Nspt)
LIVELLO 5 da 8.20 sino a 10.00 m,	sabbia	(24 Nspt)

• INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI E GEOTECNICI

Sempre utilizzando i dati di campagna è possibile, per ogni strato avente spessore di 20 cm, individuare una serie di valori numerici che caratterizzano i terreni attraversati dalle prove penetrometriche, questi valori vanno dal peso dell'unità di volume ai vari moduli di deformazione, all'angolo di attrito interno, al valore delle coesione non drenata, da utilizzarsi nelle zone sismiche per calcolare la potenziale liquefazione delle sabbie.
Al momento dell'indagine è stato individuato il livello della falda freatica posto a – 5.10 m da piano campagna, questo livello, risente fortemente delle irrigazioni agricole e dei periodi di forte piovosità e potrebbe portarsi più prossimo a piano campagna.

In allegato Ubicazione indagini, legende, certificati e diagrammi.



• INDAGINE SISMICA

Ad integrazione dell'indagine, si è eseguito un rilevamento sismico passivo di tipo HVSR per la determinazione delle Vs 30, onde che servono per classificare sismicamente i terreni coinvolti nel progetto. L'energizzazione è causata dai microtremori che il terreno produce di continuo. La strumentazione di acquisizione dati è composta dal sismografo ECHO 24 con l'utilizzo di cavi multipolari e un geofono tridimensionale da 4,5 Hz. Scopo dell'indagine è stato essenzialmente quello di fornire indicazioni relative alla velocità di propagazione delle onde sismiche di compressione P e di taglio S con conseguente possibilità di individuare i rapporti geometrici nel sottosuolo tra i terreni sciolti e quelli dotati di coesione ed, entro questi, quelli più o meno disgiunti per fessurazione e fatturazione e di caratterizzare il terreno sino a 30 metri di profondità in termini di propagazione delle onde sismiche di taglio S.

Gheos S.a.s. , San Zenone al Po 02/02/2017

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : **TG 63-100 EML.C**

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-100 EML.C

PESO MASSA BATTENTE	M	=	63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H	=	0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms	=	0,63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D	=	51,00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A	=	20,43 cm²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α	=	60 °
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La	=	1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma	=	6,31 kg
PROF. GIUNZIONE 1ª ASTA	P1	=	0,40 m
AVANZAMENTO PUNTA	δ	=	0,20 m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N	=	N(20) $\Rightarrow$ Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI		
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q	=	(MH)/(Aδ) = 11,66 kg/cm² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	βt	=	Q/Qspt = 1,489 (teoricamente : Nspt = βt N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$\mathbf{Rpd = M^2 H / [A\ e\ (M+P)] = M^2 H N / [A\ \delta\ (M+P)]}$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N
M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)
1 kg/cm² = 0.098067 MPa 1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm² 1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa 1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

GHEOS s.a.s.
Via Molino, 54/A
27010 San Zenone al Po (Pv)

Riferimento: 02-17-1

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n° 1
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

- indagine : Costruzione Ascensore
- cantiere : Condominio 100 Torri
- località : Via Emilia 13, Pavia (Pv)
- note :
- data : 31/01/2017
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 5,10 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	----	----	----	1
0,20 - 0,40	----	----	----	1
0,40 - 0,60	5	48,2	----	2
0,60 - 0,80	3	28,9	----	2
0,80 - 1,00	5	48,2	----	2
1,00 - 1,20	5	48,2	----	2
1,20 - 1,40	6	57,9	----	2
1,40 - 1,60	6	53,5	----	3
1,60 - 1,80	6	53,5	----	3
1,80 - 2,00	5	44,6	----	3
2,00 - 2,20	3	26,7	----	3
2,20 - 2,40	3	26,7	----	3
2,40 - 2,60	3	24,8	----	4
2,60 - 2,80	3	24,8	----	4
2,80 - 3,00	3	24,8	----	4
3,00 - 3,20	3	24,8	----	4
3,20 - 3,40	3	24,8	----	4
3,40 - 3,60	7	54,1	----	5
3,60 - 3,80	6	46,4	----	5
3,80 - 4,00	6	46,4	----	5
4,00 - 4,20	7	54,1	----	5
4,20 - 4,40	5	38,7	----	5
4,40 - 4,60	4	29,0	----	6
4,60 - 4,80	4	29,0	----	6
4,80 - 5,00	3	21,8	----	6
5,00 - 5,20	3	21,8	----	6
5,20 - 5,40	3	21,8	----	6
5,40 - 5,60	4	27,3	----	7
5,60 - 5,80	5	34,2	----	7
5,80 - 6,00	5	34,2	----	7
6,00 - 6,20	3	20,5	----	7
6,20 - 6,40	5	34,2	----	7
6,40 - 6,60	7	45,2	----	8
6,60 - 6,80	9	58,1	----	8
6,80 - 7,00	9	58,1	----	8
7,00 - 7,20	8	51,7	----	8
7,20 - 7,40	5	32,3	----	8
7,40 - 7,60	4	24,5	----	9
7,60 - 7,80	4	24,5	----	9
7,80 - 8,00	5	30,6	----	9
8,00 - 8,20	5	30,6	----	9
8,20 - 8,40	11	67,3	----	9
8,40 - 8,60	13	75,6	----	10
8,60 - 8,80	15	87,3	----	10
8,80 - 9,00	17	98,9	----	10
9,00 - 9,20	14	81,4	----	10
9,20 - 9,40	16	93,1	----	10
9,40 - 9,60	16	88,7	----	11
9,60 - 9,80	19	105,3	----	11
9,80 - 10,00	19	105,3	----	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**
- M (massa battente)= **63,50** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,43** cm² - D(diam. punta)= **51,00 mm**
- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [δ = 20 cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

Software by: Dr.D.MERLIN - 0425/840820

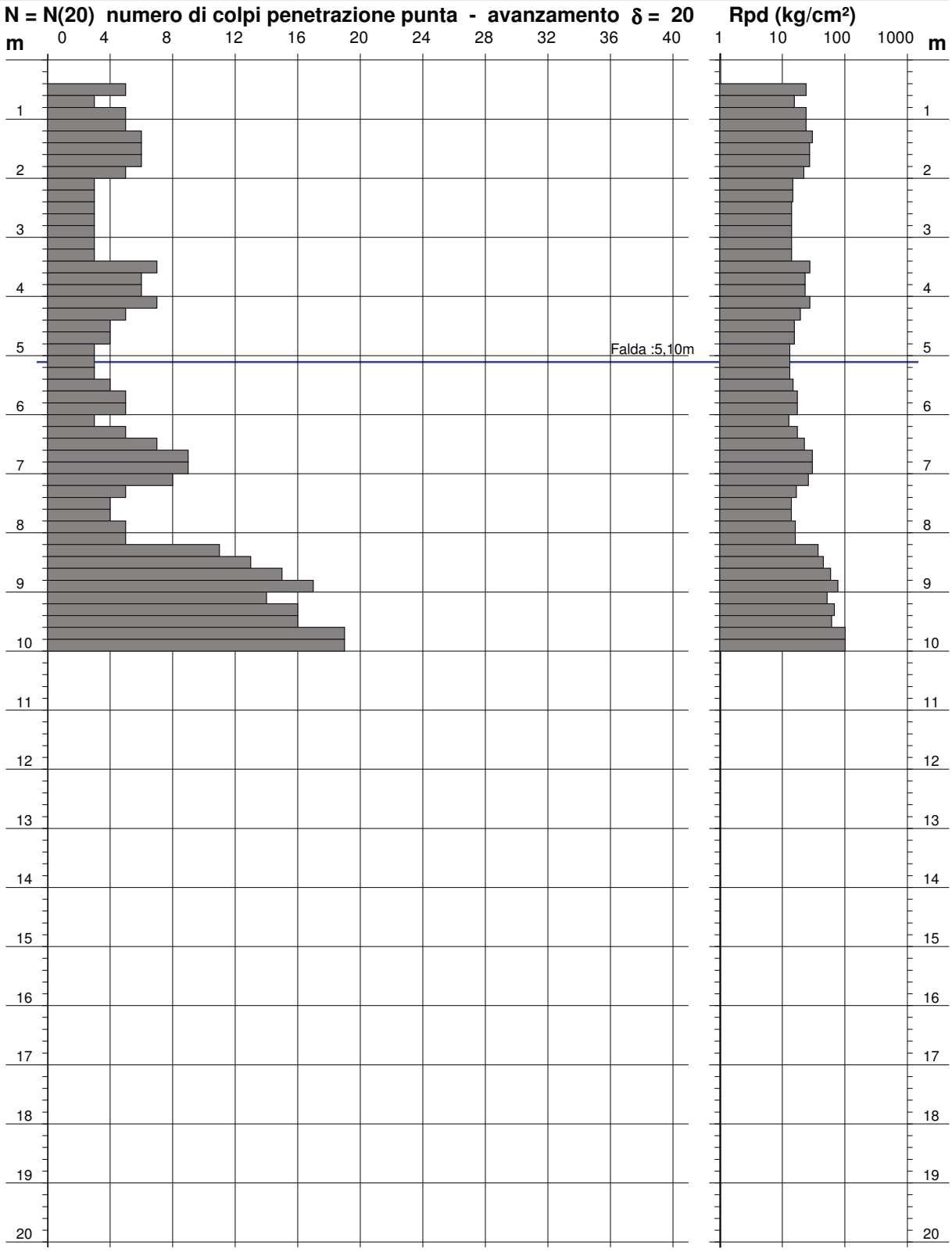
GHEOS s.a.s.
Via Molino, 54/A
27010 San Zenone al Po (Pv)

Riferimento: 02-17-1

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA n° 1
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

Scala 1: 100

- indagine :	Costruzione Ascensore	- data :	31/01/2017
- cantiere :	Condominio 100 Torri	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	Via Emilia 13, Pavia (Pv)	- prof. falda :	5,10 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**
- M (massa battente)= **63,50** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,43** cm² - D(diam. punta)= **51,00 mm**
- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [δ = 20 cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

Software by: Dr.D.MERLIN - 0425/840820

FELICE SACCHI GEOLOGO Ordine dei Geologi della Lombardia n° 367

Via Molino 54/A 27010 San Zenone Po (PV) 0382 79326 E-mail: gheos-fs@libero.it
PARTITA IVA 00859390189 Cod.Fisc. SCC FLC 49H25 F205Z

• INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

Il territorio del Comune di Pavia si colloca nella Pianura Padana, a Sud di San Genesio ed Uniti, ad Ovest di Linarolo e a Nord del fiume Ticino. Le coordinate geografiche decimali medie del terreno indagato sono: 45.195672 N, 9.173570 E.

La formazione della pianura

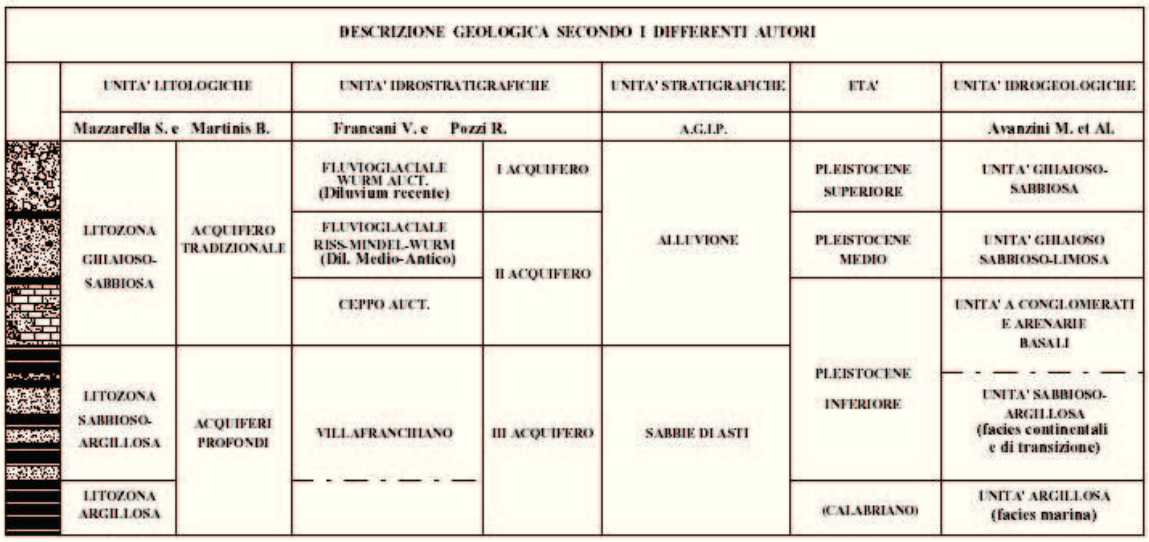
La Pianura Padana è costituita da una successione plio-quaternaria di ambiente marino e continentale, con spessori dell'ordine delle migliaia di metri, ricoprente in discordanza da un substrato deformato, costituito da rocce carbonatiche e terrigene mesozoico-eoceniche e da depositi oligo-miocenici.
Essa comincia a delinearsi alla fine del Pliocene, quando nel braccio di mare Adriatico, che allora giungeva a lambire i piedi delle Alpi occidentali, si accumulano, su un complesso prevalentemente argilloso di origine marina, materiali provenienti attraverso i fiumi, dalle catene di neoformazione.
A partire dal Pleistocene, e durante tutto il Quaternario, l'evoluzione geologica dell'area, è il risultato dei fenomeni di sollevamento che hanno comportato il passaggio da condizioni ambientali marine a quelle continentali con la deposizione di sedimenti via più grossolani. Le fasi di espansione e regressione dei ghiacciai succedutesi in età quaternaria, oltre che l'azione di erosione, trasporto e deposizione da parte di corsi d'acqua hanno determinato la formazione di depositi morenici nella parte alta della pianura padana, fluvioglaciali nella sua parte centrale e fluviali nella parte bassa.
Durante le fasi di espansione, i ghiacciai hanno originato le grandi cerchie moreniche che man mano si sono accumulate ai piedi dei rilievi prealpini; nelle fasi di ritiro, i torrenti e le fiumare hanno invece eroso buona parte di questi accumuli, trasportando a valle grandi quantità di materiale, dai ciottoli più grandi al limo più fine, colmando progressivamente il bacino padano-adriatico.
Ad ogni stadio interglaciale, la forza erosiva dei corsi d'acqua ha causato l'incisione e la rimozione dei sedimenti fluviali precedentemente deposti con la formazione di sistemi di terrazzi in corrispondenza dei nuovi percorsi fluviali all'interno della pianura.
Da un punto di vista geomorfologico, la Pianura lombarda può essere suddivisa in tre settori:
• Il primo settore corrisponde all'alta Pianura, caratterizzata dalla presenza di più ordini di terrazzi costituiti da depositi fluvioglaciali e alluvionali, generati dall'azione erosiva e di deposito operata dalle fiumane che fuoriuscivano dalle lingue glaciali.
• Il settore di media pianura e parte del territorio di Pavia è compreso tra la linea superiore e quella inferiore dei fontanili (o risorgive), si sviluppa secondo un piano debolmente inclinato verso sud ed è costituito da depositi fluvioglaciali recenti (Diluvium recente), localmente interrotti dalle alluvioni dei corsi d'acqua principali.
• Il terzo settore, che si trova a sud della linea inferiore dei fontanili; è costituito da alluvioni fini ed è caratterizzato da una morfologia piatta ed uniforme. Le litologie superficiali ed affioranti sono costituite dalle alluvioni fluviali e fluvioglaciali plioceniche, tranne che per l'orizzonte superficiale agricolo, di terreni sabbiosi, limo sabbiosi e ghiaiosi.

Geologia dell'area

Come si desume dall'analisi della carta geologica F°59 PAVIA, il territorio comunale di Pavia è costituito in superficie quasi interamente da terreni alluvionali quaternari noti come "Diluvium recente" che rappresentano il cosiddetto "Livello Principale della Pianura Padana", tali terreni sono costituiti da sabbie ghiaiose e sabbie limose in profondità mentre in superficie prevalgono i limi sabbiosi alterati nella parte più superficiale. Sono poi presenti, nell'alveo attivo dei corsi d'acqua, le alluvioni attuali ghiaioso sabbiose frammiste a materiali e a rifiuti di qualsiasi tipo e natura.

La morfologia naturale dell'area è stata in parte modificata dalle attività antropiche.

Si vuole a questo punto, ricostruire nel dettaglio la successione dell'area della pianura padana su cui in parte si inserisce il territorio del comune di Pavia, utilizzando le numerose informazioni che ci derivano sia dai sondaggi eseguiti dall'Agip per la ricerca petrolifera e geotermica, sia da lavori esistenti in letteratura.



DESCRIZIONE GEOLOGICA SECONDO I DIFFERENTI AUTORI							
	UNITA' LITOLOGICHE		UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE		UNITA' STRATIGRAFICHE	ETA'	UNITA' IDROGEOLOGICHE
	Mazzarella S. e Martinis B.		Francani V. e Pozzi R.		A.G.I.P.		Avanzini M. et Al.
	LITOZONA GHIAIOSO-SABBIOSA	ACQUIFERO TRADIZIONALE	FLUVIOGLACIALE WURM AUCT. (Diluvium recente)	I ACQUIFERO	ALLUVIONE	PLEISTOCENE SUPERIORE	UNITA' GHIAIOSO-SABBIOSA
			FLUVIOGLACIALE RISS-MINDEL-WURM (Dil. Medio-Antico)	II ACQUIFERO		PLEISTOCENE MEDIO	UNITA' GHIAIOSO SABBIOSO-LIMOSA
			CEPPO AUCT.			PLEISTOCENE INFERIORE	UNITA' A CONGLOMERATI E ARENARIE BASALI
	LITOZONA SABBIOSO-ARGILLOSA	ACQUIFERI PROFONDI	VILLAFRANCHIANO	III ACQUIFERO	SABBIE DI ASTI		UNITA' SABBIOSO-ARGILLOSA (facies continentali e di transizione)
	LITOZONA ARGILLOSA					(CALABRIANO)	UNITA' ARGILLOSA (facies marina)

Partendo dall' alto, le unità distinte dagli autori sono le seguenti:

- Unità ghiaioso-sabbiosa (Olocene – Pleistocene superiore)

Questa unità affiora con continuità su tutto il territorio comunale ed è costituita da sabbie e ghiaie prevalenti, a cui si aggiungono, nella parte inferiore, intercalazioni limose e argillose di limitato spessore e con una buona estensione laterale. È caratterizzata da complesse strutture deposizionali, con corpi lentiformi anastomizzati ed embriciati, tipici di una sedimentazione in aree a rapido cambiamento di energia deposizionale; in fasi di calma è stato anche possibile l'accumulo di materiali fini che costituiscono livelli impermeabili o semipermeabili poco estesi. Si tratta di depositi fluvioglaciali del Würm (Olocene-Pleistocene superiore e medio) e di alluvioni recenti a riempimento delle valli di erosione post-würmiane, disposte lungo i corsi d'acqua.

- Unità sabbioso-ghiaiosa (Pleistocene medio)

Tale unità è costituita da depositi sabbiosi con intercalazioni argillose e ghiaiose, di età pleistocenica. Si tratta di sedimenti di origine glaciale e fluvioglaciale; i primi, scarsamente selezionati, sono costituiti da elementi grossolani quali ghiaie e ciottoli, in abbondante matrice limoso-sabbiosa.

- Unità sabbioso-argillosa (Pleistocene inferiore)

Si tratta di sabbie con abbondanti intercalazioni argillose e limose di colore grigio e giallo, con frequente alternanza nella colorazione; sono sedimenti deposti in facies deltizia e lagunare, nel Pleistocene inferiore.

- Unità argillosa (Pleistocene inferiore – Calabriano inferiore)

Nell'area in esame non sono presenti perforazioni che arrivano ad individuare l'unità argillosa; le uniche informazioni che permettono di definire l'unità derivano da alcuni pozzi situati più a Sud e da indagini indirette. Essa è costituita prevalentemente da argille e limi di colore grigio e azzurro con fossili marini, alle quali sono subordinatamente intercalati livelli sabbiosi, talora cementati e generalmente di limitato spessore. Questi depositi appartengono a facies marine costiere e di mare aperto, di età compresa tra il Pleistocene inferiore e il Pliocene, noti in letteratura come "Argille Villafranchiane".

Il territorio della bassa pianura e di Pavia in particolare è pianeggiante, con una debole inclinazione del 1–1,5 per mille verso Sud/Sud-Est, presenta caratteristiche estremamente uniformi tipiche delle zone di pianura, interrotto da un reticolo idrografico naturale ampiamente antropizzato o artificiale ad uso irriguo.
Gli elementi geomorfologici di maggiore importanza, sono i terrazzamenti di origine fluviale che si sono formati a seguito dell'attività erosiva e deposizionale dei corsi d'acqua che scorrevano nella Pianura Padana.

Capacità d'uso dei suoli

Allo scopo di fornire una valutazione dell'attitudine e del comportamento dei suoli in relazione a specifici usi e funzioni del territorio, viene indicata la Capacità d'uso dei suoli, ottenuta attraverso l'impiego di modelli interpretativi dell' ERSAL. Essa è basata sulla Land Capability Classification (USDA), che *"....consente di individuare i suoli agronomicamente migliori, che possono convenientemente ospitare una vasta gamma di*

colture e quelli che presentano limitazioni di vario tipo e gravità, allo scopo di operare scelte colturali e pratiche agronomiche diversificate il più possibile in armonia con le situazioni pedologiche esistenti".
Questa classificazione prevede la distinzione di otto classi principali di definizione codificata (si veda la tabella successiva) e sottoclassi e unità che possono essere liberamente introdotte in base al tipo e gravità di limitazioni che ostacolano le pratiche agro-silvo-pastorali.

Classi di Capacità d'uso della Land Capability

Suoli adatti all'agricoltura

I classe Suoli che presentano pochissimi fattori limitanti il loro uso e che sono quindi utilizzabili per tutte le colture.
II classe Suoli che presentano moderate limitazioni che richiedono una opportuna scelta delle colture e/o moderate pratiche conservative.
III classe Suoli che presentano severe limitazioni, tali da ridurre la scelta delle colture e da richiedere speciali pratiche conservative.
IV classe Suoli che presentano limitazioni molto severe, tali da ridurre drasticamente la scelta delle colture e da richiedere accurate pratiche di coltivazione.

Suoli adatti al pascolo e alla forestazione

V classe Suoli che pur non mostrando fenomeni di erosione, presentano tuttavia altre limitazioni difficilmente eliminabili tali da restringere l'uso al pascolo o alla forestazione o come habitat naturale.
VI classe Suoli che presentano limitazioni severe, tali da renderli inadatti alla coltivazione e da restringere l'uso, seppur con qualche ostacolo, al pascolo, alla forestazione o come habitat naturale.
VII classe Suoli che presentano limitazioni severissime, tali da mostrare difficoltà anche per l'uso silvo-pastorale.

Suoli inadatti ad utilizzazioni agro-silvo-pastorali

VIII classe Suoli che presentano limitazioni tali da precludere qualsiasi uso agro-silvo-pastorale e che, pertanto, possono venire adibiti a fini creativi, estetici, naturalistici, o come zona di raccolta delle acque. In questa classe rientrano anche zone calanchive e gli affioramenti di roccia.

Il territorio presenta nel complesso capacità protettiva di **classe II**, esso è adatto con moderate limitazioni allo spandimento di fanghi ed è adatto con lievi limitazioni allo spandimento di liquami.

• INQUADRAMENTO IDROLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Le acque superficiali
La rete idrografica del Comune di Pavia, al di la del fiume Ticino e Po, è costituita da canali e rogge destinati allo scorrimento delle acque di irrigazione e da colatori che smaltiscono le acque meteoriche.

Le acque sotterranee
Secondo le definizioni più recenti (M. Avanzini, G. Beretta, V. Francani, M. Nespoli) la struttura idrogeologica della media e bassa pianura padana è costituita dal sovrapporsi di cinque unità:

1 - Unità ghiaioso-sabbiosa (Olocene-Pleistocene sup.)
2 - Unità ghiaioso-sabbioso-limosa (Pleistocene med.)
3 - Unità a conglomerati e arenarie basali (Pleistocene inf.)
4 - Unità sabbioso-argillosa (Pleistocene inf. - Villafranchiano sup. e Medio Auct.)
5 - Unità argillosa (Pleistocene inf. - Calabriano Auct.)

In base alle sezioni idrogeologiche di letteratura tracciate a scala provinciale, nel settore in esame, le prime due unità costituite da depositi di tipo continentale si riconoscono fino a circa 120 – 150 m di profondità (definite da autori precedenti come Litozona A ghiaioso-sabbiosa o acquifero tradizionale).
Tale definizione deriva non tanto da una differenziazione in termini tessiturali, in quanto a livello locale risulta difficile poter fare una distinzione tra l'alternanza di sabbie prevalenti e argille, ma nell'estendere verso sud un limite più chiaramente definibile almeno fino a sud della città di Milano.

Al di sotto si trovano depositi di ambiente continentale o di transizione appartenenti all'Unità sabbioso-argillosa (tradizionalmente definita come Litozona B sabbioso-argillosa). Tale unità si caratterizza per un'alternanza di strati sabbiosi e argillosi con una netta prevalenza di questi ultimi, il cui spessore ed estensione sono variabili in direzione W-E, e generalmente crescenti in direzione S.

La falda freatica
La falda freatica è costituita dall' acquifero superficiale insaturo che è sostenuto, nella zona di Pavia, da un orizzonte argilloso impermeabile, che si trova a circa 10 - 11 metri di profondità. Le acque risultano di scadente qualità e vengono impiegate esclusivamente per usi non potabili. La falda è contenuta nei terreni prevalentemente sabbiosi e ghiaiosi dell'unità precedentemente descritta.

Gli acquiferi profondi
La ricca alternanza di livelli sabbioso-ghiaiosi porosi e permeabili, alternati a livelli argillosi impermeabili, favorisce la presenza di alcuni orizzonti acquiferi nei primi cento metri di profondità dal sottosuolo.

- Primo orizzonte (livello A): Questo orizzonte ha uno spessore complessivo da 11,00 metri e contiene la falda freatica di cui si sono descritte le caratteristiche in precedenza.
- Secondo orizzonte (livello B): Unitamente al primo orizzonte, costituisce il cosiddetto "acquifero tradizionale", esteso in profondità fino a circa 80 – 100 metri. È isolato a tetto da un livello argilloso continuo di circa 10-15 metri di spessore mentre in profondità è costituito da sabbie con rari ciottoli di ghiaia, intercalate da strati semipermeabili sabbioso argillosi che determinano la suddivisione dell'acquifero in sottolivelli
- Terzo orizzonte (livelli C): È costituito per buona parte da banchi argillosi, intercalati a lenti sabbiose e contiene falde in pressione; all'interno di questo orizzonte, si sviluppano per un centinaio di metri i livelli C del terzo acquifero e, oltre i 200 metri di profondità, i livelli M, ormai in terreni di origine marina, ma contenenti ancora acque dolci.

Considerazioni sulla vulnerabilità della falda freatica
Dai dati a disposizione sui terreni superficiali del comune di Pavia risulta che questi presentano una capacità protettiva da bassa a moderata nei confronti delle acque freatiche sotterrane, d'altra parte la situazione conferma la compromissione qualitativa di queste acque, non più utilizzabili ad uso potabile.

• RAFFRONTO CON LO STUDIO GEOLOGICO COMUNALE DESUNTO DAL PGT

Il presente studio comprende la verifica dei rapporti tra il progetto urbanistico architettonico, la vincolistica tecnica-ambientale e la normativa geologica del piano di governo del territorio.

Per quanto attiene la vincolistica tecnica-ambientale si veda l'estratto della carta di FATTIBILITA' del PGT dell'ottobre 2012 redatto dai Dott. Finotelli e Barbero. L'area d'interesse presenta la seguente dicitura: *"Classe **3**: Fattibilità con consistenti limitazioni. La classe comprende zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa. Inoltre riporta i marchi della carta PSL Z2 e Z4a."*

- La carta della PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (PSL) presenta la denominazione Z2:
***"Z2:** Zona con terreni di fondazione con caratteristiche geotecniche potenzialmente scadenti nei primi metri di profondità (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) o con depositi granulari fini saturi, ove gli effetti da sisma possono originare cedimenti e/o liquefazioni. Sono state inserite in questa classe le seguenti unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche (vedi TAV. 9): aree interessate da riporti di varia entità costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc.*

- La carta dei VINCOLI non presenta alcun retino

- La carta di SINTESI non presenta alcun retino ed è indicata dalla denominazione C^1 con informazioni riguardanti litologia, morfologia, idrogeologia e idraulica (vedi TAV. 9 PGT)

R2 – Relazione Geotecnica ai sensi del DM 14/01/08 NTC

• CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI INDAGATI

- Prova n° 1

n° strato	Profondità (m)	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
			DR	Ø'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.0 – 0.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0.4 – 2.0	7	25.0	28.8	245	1.90	1.45	-	-	-	-
3	2.0 – 3.4	4	-	-	-	-	-	0.25	1.80	42	1.125
4	3.4 – 8.2	7	25.0	28.8	245	1.90	1.45	-	-	-	-
5	8.2 – 10.0	24	56.0	34.2	376	2.01	1.63		-	-	-

Al momento dell'indagine è stato individuato il livello della falda freatica posto a –5,10 m da piano campagna, questo livello, risente fortemente delle irrigazioni agricole e dei periodi di forte piovosità e potrebbe portarsi più prossimo a piano campagna.

• CATEGORIA MEDIA SUOLO DI FONDAZIONE

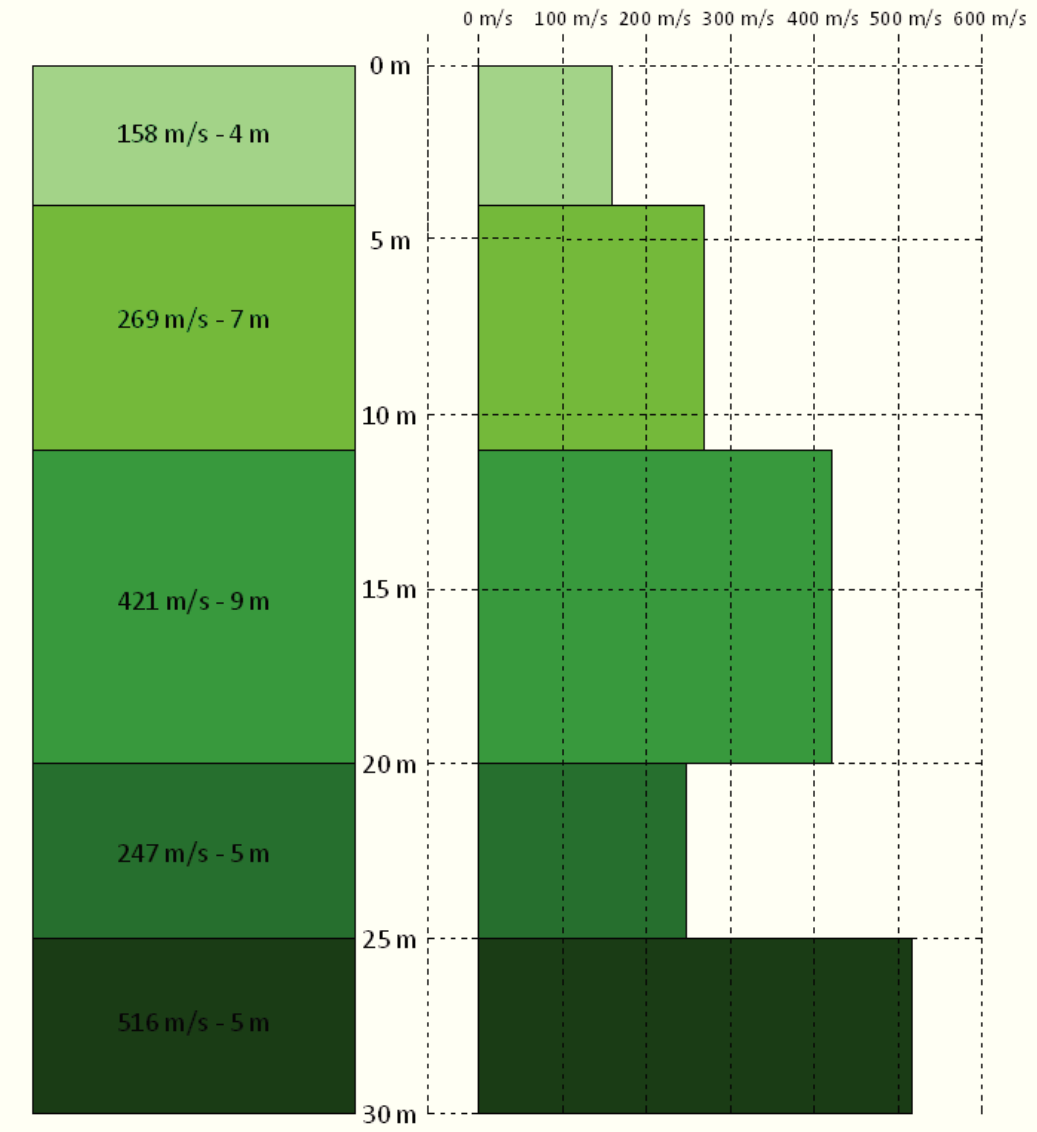
In base alle prove penetrometriche e alla indagine HVSR per la progettazione del presente lavoro si può individuare come tipologia media dei terreni per fondazioni superficiali la categoria **C**.

"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 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)."

• INTERPRETAZIONE DEI DATI SISMICI, INDAGINE GEOFISICA DI TIPO HVSR

A completamento dell'indagine e per la determinazione della classe sismica dei terreni interessati dalle fondazione dei fabbricati, si è eseguito un rilevamento sismico di tipo HVSR. Il metodo HVSR (o chiamato anche metodo Nakamura) è una tecnica di indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi e ciò limita i costi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura dei microtremori che il terreno produce di continuo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Nel seguito faremo riferimento al metodo HVSR passivo che consente la classificazione sismica dei suoli, perché fornisce il profilo di velocità entro i primi 30m di profondità.



• STIMA DELLA PORTANZA DEL TERRENO

Utilizzando i parametri geotecnici, riportati al precedente paragrafo e adottando la formula internazione di Terzaghi, utilizzabile per fondazioni superficiali a plinto o a nastro,

$$Q\,lim = c\ Nc\ Sc + g1\ D\ Nq + 0{,}5\ g2\ B\ N\ S$$

Dove:
c= Coesione non drenata;
D= Profondità del piano di posa delle fondazioni;
B= Larghezza della fondazione
g1= Peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa delle fondazioni
g2= Peso di Peso di volume medio del terreno sotto il piano di posa delle fondazioni
Sc= Fattore di forma per fondazioni. nastriformi, 1.3 per fondazioni quadrate
S= Fattore di forma per fondazioni nastriformi, 0.8 per fondazioni quadrate
Nc, Nq e Ng= Fattori adimensionali legati rispettivamente al contributo di terreni coesivi, al terreno posto sopra al piano di posa delle fondazioni e agli strati di coesione nulla.

È possibile determinare le tensioni totali del “q ammissibile” e del “q ultimo” nelle seguenti tabelle. Consideriamo:

Ipotizzando, vista la falda freatica a notevole profondità, di stare in condizioni insature e fondazioni di tipo trave rovescia con lato corto di 120cm.

Prova 1
da 0.4 a 2.0 m terreni a natura granulare Ø= 29 e Y' = 1.90 Kg/cmq,

Profondità (m)	CARICO IN TENSIONI TOTALI "q ammissibile"	CARICO DI ROTTURA IN TENSIONI TOTALI "q ultimo"
0.8	1.09 Kg/cmq	3.27 Kg/cmq
1.0	1.29 Kg/cmq	3.87 Kg/cmq
1.2	1.49 Kg/cmq	4.47 Kg/cmq
1.4	1.69 Kg/cmq	5.07 Kg/cmq
1.6	1.88 Kg/cmq	5.64 Kg/cmq
1.8	2.08 Kg/cmq	6.24 Kg/cmq
2.0	2.28 Kg/cmq	6.84 Kg/cmq

• STIMA DEI CEDIMENTI

I cedimenti sono la combinazione elastica e la deformazione plastica del suolo senza modifica in volume o in contenuto di acqua. I dati necessari per la stima dei cedimenti sono legati alla geometria delle fondazioni ed ai parametri desunti dalle prove penetrometriche, inserendo i dati in un elaboratore di calcoli è possibile conoscere preventivamente l'entità dei cedimenti probabili. La verifica ha permesso di confermare i valori di portanza calcolati con la formula di Terzaghi.

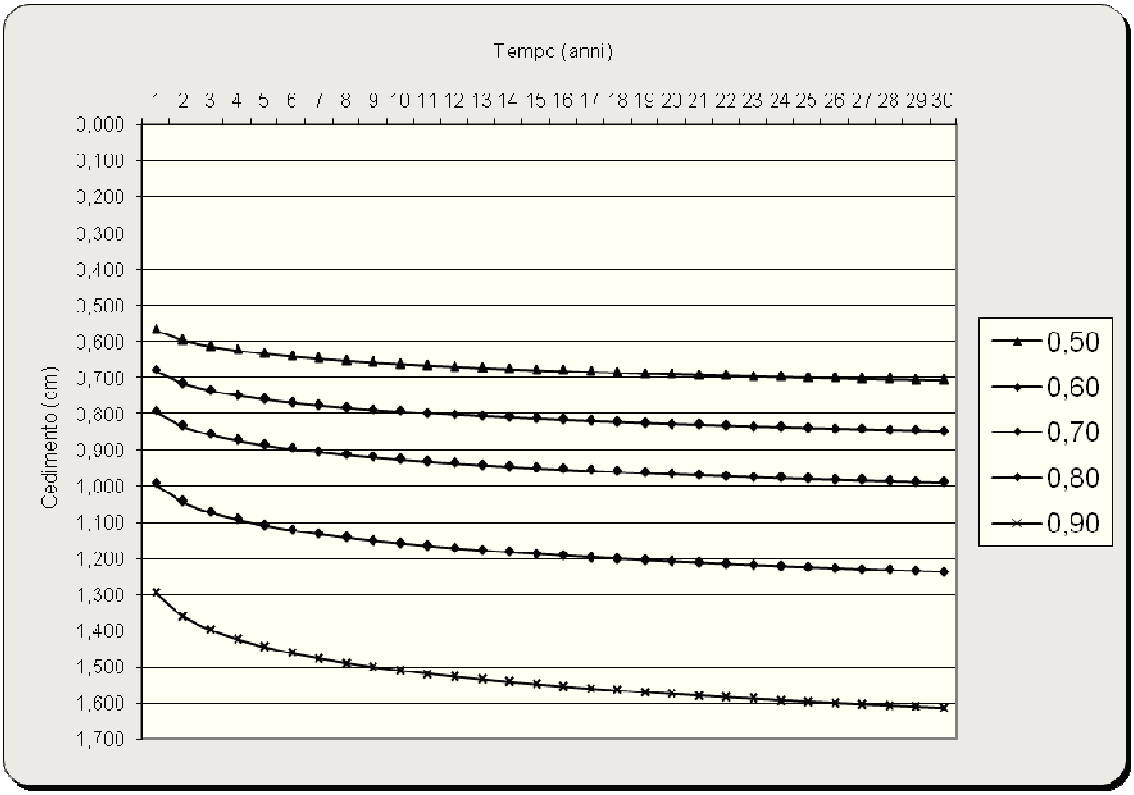
PARAMETRI DI CALCOLO ELABORATI

carico Kg/cmq	cedimento immediato (cm)	cedimento 30 anni secondario (cm)
0,50	0,472	0,706
0,60	0,567	0,847
0,70	0,661	0,988
0,80	0,827	1,237
0,90	1,079	1,613

coefficiente di sottofondo (o di Winkler) min. = 0,83
max = 1,06

	cedimento carico	cedimento carico	cedimento carico	cedimento carico	cedimento carico
Tempo in anni	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
1	0,567	0,680	0,793	0,993	1,294
2	0,595	0,714	0,833	1,043	1,359
3	0,612	0,734	0,856	1,072	1,397
4	0,623	0,748	0,873	1,092	1,424
5	0,633	0,759	0,886	1,109	1,445
6	0,640	0,768	0,896	1,122	1,462
7	0,646	0,776	0,905	1,133	1,477
8	0,652	0,782	0,913	1,142	1,489
9	0,657	0,788	0,919	1,151	1,500
10	0,661	0,793	0,925	1,158	1,510
11	0,665	0,798	0,931	1,165	1,519
12	0,668	0,802	0,936	1,171	1,527
13	0,672	0,806	0,940	1,177	1,535
14	0,675	0,810	0,945	1,183	1,542
15	0,678	0,813	0,949	1,187	1,548
16	0,680	0,816	0,952	1,192	1,554
17	0,683	0,819	0,956	1,196	1,560
18	0,685	0,822	0,959	1,201	1,565
19	0,687	0,825	0,962	1,204	1,570
20	0,689	0,827	0,965	1,208	1,575
21	0,691	0,830	0,968	1,212	1,580

22	0,693	0,832	0,971	1,215	1,584
23	0,695	0,834	0,973	1,218	1,588
24	0,697	0,836	0,976	1,221	1,592
25	0,699	0,838	0,978	1,224	1,596
26	0,700	0,840	0,980	1,227	1,600
27	0,702	0,842	0,982	1,230	1,603
28	0,703	0,844	0,985	1,232	1,607
29	0,705	0,846	0,987	1,235	1,610
30	0,706	0,847	0,988	1,237	1,613



• VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Verifiche agli stati limite (d.m. 14 gennaio 2008) per fondazioni superficiali continue con profondità di posa di 0.80, 1.20, 1.60 e 2.00 da piano campagna, con geometrie delle fondamenta e angoli di attrito riportati nella tabella precedente (portanza del terreno) e condizioni sature del terreno.
Secondo quanto previsto dalla vigente normativa la verifica di stabilità globale è stata effettuata secondo l'Approccio 1 – combinazione 2 e Approcio 2 – combinazione 1.

Verifica 1
B= larghezza= 120 cm
profondità di posa D = 80 cm

Verifica 2
B= larghezza= 120 cm
profondità di posa D = 120 cm

Verifica 3
B= larghezza= 120 cm
profondità di posa D = 160 cm

Verifica 4
B= larghezza= 120 cm
profondità di posa D = 200 cm

/	Profondità (m)	Approcio 1	Approcio 2
Verifica 1	0.8	1.01 Kg/cmq	1.43 Kg/cmq
Verifica 2	1.2	1.39 Kg/cmq	1.95 Kg/cmq
Verifica 3	1.6	1.77 Kg/cmq	2.46 Kg/cmq
Verifica 4	2.0	2.15 Kg/cmq	2.98 Kg/cmq

R3 – Relazione Geologica ai sensi della DGR IX/2616/2011

• SISMICITÀ DI SITO

Il territorio comunale di Pavia risulta incluso nella zona sismica 3 con una accelerazione di ancoraggio dello spettro di risposta elastico con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni inferiore al valore di ag/g < a 0,15.

La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno stato limite è articolata in 3 distinte fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte del progettista. Le tre fasi vengono di seguito esplicate.

Individuazione della pericolosità del sito

La pericolosità sismica di base del sito d'intervento è definita in termini sia di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido di categoria di sottosuolo A con superficie topografica orizzontale, sia in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S_e (T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nella vita di riferimento dell'opera VR.
In particolare, le forme spettrali sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori di alcuni parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:
a_g accelerazione massima sul sito;
Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
Tc* periodo di inizio del tratto a velocità constante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri sono forniti per i 10751 nodi del reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio italiano e per 9 valori del periodo di ritorno TR. Per i punti non cadenti in corrispondenza dei nodi del reticolo, il valore dei parametri sopra indicati viene ricavato per interpolazione, utilizzando il valore ottenuto dalla media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia del reticolo di riferimento contente il punto in esame.
Il primo passo dell'analisi è stato quindi quello di calcolare le coordinate geografiche del sito d'intervento in modo da acquisire successivamente le azioni sismiche locali (proprie del sito specifico) sulla base di un reticolo di riferimento.
I parametri sismici del sito sono ricavati dalla media ponderata dei valori noti nei 4 punti di riferimento all'intorno del sito stesso. L'analisi viene svolta con l'utilizzo del software "Spettri NTC", messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

Ad ogni stato limite considerato corrispondono valori differenti di tali parametri.
Per gli stati limite di tipo geotecnico (GEO), sotto l'effetto di azioni sismiche, le verifiche di sicurezza da affrontare per le costruzioni con classe d'uso II come quella in esame sono:
- Stato limite ultimo SLV con verifica della resistenza del sistema fondazione-terreno, della stabilità dei rilevati, dei muri di sostegno e dei fronti di scavo.
- Stati limite di esercizio SLD con verifica del contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno (cedimenti)

Le elaborazioni effettuate con apposito software in riferimento alle coordinate del sito d'intervento, per lo stato limite ultimo SLV forniscono i seguenti dati:

a_g	0.073
Fo	2.547
Tc*	0.284
TR	475

Coordinate decimali del sito: 45.195672 N, 9.173570 E

Scelta della strategia di progettazione
In questa fase vengono definiti i parametri fondamentali di seguito indicati, sulla scorta dei coefficienti che definiscono la tipologia e la classe d'uso dell'opera in progetto.

Vita nominale della costruzione
La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata qua sotto:

• Tipo 1: VN ≤ 10 anni per le opere provvisorie, provvisionali e le strutture in fase costruttiva che però abbiano una durata di progetto ≥ 2 anni.
• Tipo 2: VN ≥ 50 anni per le opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
• Tipo 3: VN ≥ 100 anni per grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

Nel caso specifico --> VN= 50 anni

Coefficiente d'uso della costruzione
In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:
Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esame viene presa in considerazione la classe d'uso II

Periodo di riferimento per la costruzione
Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU.

$$VR = VN * CU$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella:

CLASSE D'USO	I	**II**	III	IV
COEFFICIENTE CU	0,7	**1**	1,5	2

Se VR ≤ 35 anni si pone comunque VR = 35 anni.
In riferimento alla costruzione in progetto, si sono attribuiti i seguenti parametri:

VN	Vita nominale	≥ 50
Classe d'uso		II
CU	Coefficiente d'uso	1
PVR	63% per SLD	
PVR	10% per SLV	

Determinazione dell'azione di progetto
In questa fase di analisi viene definito il valore di progetto dell'azione sismica massima orizzontale preventivabile sul sito in esame con prefissati TR e PVR. L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y e da una verticale Z, da considerare tra loro indipendenti.

Generalmente, come nel caso in esame, per le opere ed i sistemi geotecnici la componente verticale risulta trascurabile. Le componenti possono essere descritte mediante una delle seguenti rappresentazioni:
- Accelerazione massima attesa in superficie;
- Accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- Accelerogramma

Le due componenti orizzontali, ortogonali tra loro, sono caratterizzate dal medesimo spettro di risposta. Tale spettro in accelerazione è utilizzato per strutture con periodo fondamentale ≤ 4.0 s ed è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima orizzontale a_g, ottenuto in precedenza su sito di riferimento rigido orizzontale: sia la forma spettrale che il valore di a_g si differenziano al variare delle probabilità di superamento (PVR) nel periodo di riferimento TR.

Risposta sismica locale
La risposta sismica in ambito strettamente locale viene valutata sulla base dei seguenti parametri:

- Categoria di sottosuolo (A, B, C, D, E, S1, S2);
- Amplificazione stratigrafica SS;
- Amplificazione topografica ST.

Categoria di sottosuolo
L'area d'oggetto di intervento è caratterizzata da depositi incoerenti di origine alluvionale. Pertanto secondo i criteri elencati al punto 3.1 dell'allegato 2 dell' O.P.C.M. n° 3274 dell'17/11/2003 e nel D.M. 14/01/2008, si ritiene idoneo identificare i terreni di fondazione di una categoria di suolo assimilabile alla categoria **C "***Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti"* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 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).

Tale classificazione è ulteriormente confermata dall'analisi geosismica eseguita con il metodo HVSR, finalizzata alla valutazione delle onde Vs in area soggetta a definizione dell'aspetto sismico, effettuata nella stessa zona d'indagine, da cui è emerso che la velocità delle onde sismiche Vs30 nei primi 30 metri di profondità risulta pari a 337.3 m/s.

Amplificazione stratigrafica
Per sottosuolo di categoria A i coefficienti SS e CC valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti SS e CC possono essere calcolati, in funzione dei valori di a_g, FO e TC* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni tabulate sotto e nelle quali "g" rappresenta l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	SS	CC
A	1	1
B	1≤1,4-0,4*Fo*ag/g ≤1,2	$1,1*(Tc^*)^{-0,2}$
C	**1≤1,7-0,6*Fo*ag/g ≤1,5**	**$1,05*(Tc^*)^{-0,3}$**
D	0,9≤ 2,4-1,5*Foag/g≤1,8	$1,25*(Tc^*)^{-0,5}$
E	1≤2-1,1*Foag/g≤1,6	$1,15*(Tc^*)^{-0,4}$

Amplificazione topografica
Per superfici topografiche semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	St
T1	**Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i≤15°**	**-**	**1**
T2	Pendii con inclinazione media i>15°	Sommità del pendio	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°	Cresta del rilievo	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i < 30°	Cresta del rilievo	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità fino alla base dove ST assume valore pari a 1.

Accelerazione massima di progetto
Avendo acquisito i parametri essenziali all'analisi della risposta sismica locale, è ora possibile definire l'accelerazione massima di progetto attesa al suolo Amax, valore che verrà adottato per i successivi calcoli di verifica analitica, mediante la seguente relazione:

$$Amax = a_g * SS * ST = [0.071\ g * 1.5 * 1] = 0.106\ g$$

Verifica a liquefazione
Ai sensi del D.M. 14/01/2008 (NTC) ovvero della valutazione della pericolosità sismica locale sopra esplicata, per il sito esaminato sono emerse accelerazioni superiori a 0.1g, rientrando così nei casi previsti da verifica a liquefazione.

• LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE

La verifica deve essere eseguita per controllare se esiste la possibilità di liquefazione delle sabbie in concomitanza di un evento sismico a causa di terremoti di magnitudo 5. L'analisi del terreno sottoposto a liquefazione viene eseguita col metodo Youd & Idris 2001.

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE						
Metodo di Youd e Idris (2001)						
PARAMETRI:						
g	=	1.86	g/cm^3			
s_{vo}	=	0.558	kg/cm^2	R=	Resistenza al taglio a	
$s_{vo'}$	=	0.498	kg/cm^2	T=	Sforzo di taglio indotto	
profondità della prova	=	340	cm			
N_{SPT}	=	7	colpi			
profondità falda	=	510	cm			
g H_2O	=	1,0	g/cm^3			
Pressione neutra	=	0,1	kg/cm^2			
z	=	3,4	m			
FORMULE:					**RISULTATI:**	
Na	=	$N_{SPT}*(1.7/(s_{vo'}+0.7))+N_f$		=	**11,95410083**	Na
N_f	=	3				
R	=	$0,2565* [0.16*RadQNa+(0.2133*RadQNa)^{14}]$		=	**0,144797105**	R
T	=	$0.65*((a_{max}/g)*(s_{vo}/s_{vo'}))*r_d$		=	**0,0960375**	T
a_{max}/g	=	0.15				
r_d	=	0.985				
Fs=R/T	>	1.3	Sabbie sciolte	=	1,50771423	Verificato Fs
	>	1.5	Sabbie mediamente addensate			Verificato Fs

Il risultato ottenuto è 1,50771432, per sabbie sciolte (>1,3) il terreno è verificato, cioè non liquefacibile. Per sabbie mediamente addensate (>1,5) il terreno è verificato.

• CONCLUSIONI

Le caratteristiche meccaniche dei terreni sono discrete per l'opera in progetto, ma sufficienti a garantire la stabilità del fabbricato, se dimensionate correttamente le opere di fondazione.

• ACCORGIMENTI TECNICI

Gli scavi di fondazione si dovranno eseguire e ritombare il più presto possibile lasciandoli aperti lo stretto necessario.

Gli scavi di fondazione sia in sezione obbligata che di splateamento dovranno essere eseguiti con escavatore meccanico a benna rovescia dotato di lama fissa e non con denti mordenti e dovranno asportare obbligatoriamente lo strato superficiale di riporto.

Al momento dell'indagine è stato individuato il livello della falda freatica posto a – 5,10 m da piano campagna, questo livello, risente fortemente delle irrigazioni agricole e dei periodi di forte piovosità e potrebbe portarsi più prossimo a piano campagna.

Si resta a disposizione per qualsiasi chiarimento.

San Zenone al Po 02/02/2017

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
SACCHI FELICE nº 367

Committente: Ing. Mirco Magnardini

PROGETTO DI REALIZZAZIONE NUOVO IMPIANTO DI COGENERAZIONE – SAVIO INDUSTRIAL SRL -

- VIA EMILIA N.° 21 –

COMUNE DI PAVIA (PV) – REGIONE LOMBARDIA

RELAZIONE GEOLOGICA

Gamalero, Novembre 2017

Preparata da:

Dott. Geol. Simone Bassetti



Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183

INDICE

1 INTRODUZIONE 2

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 3

3 INQUADRAMENTO DELL'AREA 4

3.1 ASPETTI GEOGRAFICI 4
3.2 ASPETTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI 4
3.3 ASPETTI IDROGEOLOGICI 7

4 ANALISI DEGLI STRUMENTI URBANISTICI 10

4.1 PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI) 10
4.2 PIANO REGOLATORE – COMUNE DI PAVIA (PV) 10

5 SISMICITA' 13

5.1 PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI 16

6 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE 17

7 INTERPRETAZIONE DELL'INDAGINE ESEGUITA 18

7.1 OSSERVAZIONI SULLE PROVE PENETROMETRICHE 18
7.2 MODELLO GEOLOGICO ED ORIZZONTI GEOTECNICI 19

8 CARATTERIZZAZIONE FISICO – MECCANICA DEI TERRENI 19

9 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI 20

ELABORATI TECNICI

- *TAVOLA 1: COROGRAFIA GENERALE (SCALA 1:10.000)*
- *TAVOLA2: CARTA GEOLITOLOGICA (SCALA 1:10.000)*
- *TAVOLA 3: CARTOGRAFIA DI DETTAGLIO (UBICAZIONE INDAGINI)*

- *ALLEGATO 1: GRAFICI E TABELLE PROVE PENETROMETRICHE*

- *ALLEGATO 2: RELAZIONE SISMICA*

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183

1 INTRODUZIONE

Lo Studio AB&C è stato incaricato dall'Ing. Mirco Magnardini di predisporre una relazione geologica a supporto del progetto di realizzazione di un nuovo impianto di cogenerazione all'interno dello stabilimento della Savio Industrial S.r.l. in Via Emilia n.° 21 nel Comune di Pavia (PV). Si rimanda agli elaborati di progetto delle opere redatta dall'Ing. Magnardini per maggiori dettagli costruttivi. Nella seguente foto aerea tratta da Google Earth è riportata l'area oggetto di intervento.



Figura 1.1: Foto aeree dell'area in esame tratte da Google Earth con indicazione dell'area di intervento in progetto

Per la definizione dei caratteri geologici e per una valutazione preliminare delle caratteristiche geotecniche dei terreni sono state eseguite le seguenti attività:

- analisi di dati bibliografici e degli strumenti urbanistici (PGT Comunale, PAI);
- rilievo geomorfologico, geologico ed idrogeologico di dettaglio della zona interessata, osservazioni dirette in sito e ricostruzione dell' evoluzione storica del sito;
- esecuzione di indagini dirette sui terreni mediante n.° 2 prove penetrometriche dinamiche all'interno dell'area all'interno del cerchio rosso in Figura 1.1;
- esecuzione di n.° 1 indagine sismica MASW per la definizione della categoria sismica del sottosuolo presso l'area indicata dal cerchio rosso in Figura 1.1.

La presente relazione è finalizzata alla costruzione del modello geologico che è imprescindibile per la redazione del successivo modello geotecnico facente parte della relazione d'opera geotecnica.

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- *D.M. 14.01.2008* "Testo Unico – Norme per le Costruzioni"
- *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2208. Circolare 2 Febbraio 2009"
- *D.M.LL.PP 11/03/88* "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- *Eurocodice 8* – Parte 1 (EN 1998-1) e Parte 5 (EN 1998-5)
- *Eurocodice 7*.1 (1997) – Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali – UNI
- *Eurocodice 7*.2 (2002) – Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) – UNI
- *Eurocodice 7*.3 (2002) – Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002) - UNI
- *Ordinanze PCM n. 3274 del 20 marzo 2003* "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", All. 1-2-4
- *Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003*; "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003"
- *OPCM 3 maggio 2005*, "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche" (Ordinanza n. 3431) – (G.U. n. 107 del 10 maggio 2005 – Suppl. Ord. n. 85)
- *D.G.R. 21 maggio 2014, n. 65-7656* "Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attivita' urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084.
- *Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)*

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183

3 INQUADRAMENTO DELL'AREA

3.1 ASPETTI GEOGRAFICI

L'area in esame è ubicata nella periferia nord-orientale dell'agglomerato urbano della città di Pavia (PV), in Via Emilia n.° 21 (Vedi Tavola 1).
L'area, costituita da una piccola aiola a verde, è ubicata all'interno delle aree di stabilimento della Savio Industrial S.r.l., e risulta delimitata in tutte le direzioni da strade asfaltate di pertinenza dello stabilimento.
Dal punto di vista cartografico l'area oggetto d'indagine è ubicata sulla seguente cartografia tecnica:

- Carta Tecnica Regionale della Lombardia nella sezione B7B3 (scala 1:10.000) di cui si può osservare un estratto in Tavola 1;
- Carta Geologica d'Italia al Foglio n.° 59 "Pavia"

3.2 ASPETTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

L'area oggetto di studio è ubicata all'interno della Pianura Padana. A nord della città di Pavia il territorio si presenta piatto e monotono mentre a sud, ossia verso il Fiume Ticino, la morfologia diventa più articolata e topograficamente mossa per la presenza di numerose scarpate di terrazzo, incise dai locali corsi d'acqua (F. Ticino in particolare) e successivamente spesso modificate dagli interventi antropici. L'insieme di tali scarpate delimita verso nord la "Valle del Ticino" modellata per erosione in tempi geologicamente recenti all'interno dei suoi depositi alluvionali. Verso sud (in destra orografica), la "Valle" risulta delimitata da un'analoga scarpata (sulla quale sorgono, all'esterno del territorio comunale di Pavia, gli abitati di Cava Manara, Cava Carbonara, S. Biagio ecc.), più compatta e ben delineata mentre verso nord (in sinistra orografica e dove sorge l'area di futura realizzazione dell'impianto di cogenerazione insieme all'agglomerato urbano di Pavia) risulta suddivisa in distinti elementi.
Il versante orografico sinistro della "valle a cassetta" del Ticino è caratterizzato dalla presenza di un ripiano intermedio, localizzato tra quello, superiore, che costituisce il "livello fondamentale della pianura lombarda" (o "Piano Generale Terrazzato" - P.G.T., piatto e monotono e che si estende senza soluzione di continuità da Pavia a Milano) e quello che coincide con il vero e proprio "fondovalle". I tre ripiani, in sinistra orografica, sono separati da due nette ed alte scarpate che, a loro volta, risultano interessate dalla presenza di vallecole minori scavate dagli affluenti del Ticino nel corso dei secoli: le più significative sono quelle che fanno capo alla Roggia Vernavola e al Navigliaccio.
Geologicamente l'intero ambito comunale è impostato su depositi alluvionali sciolti, a dominante sabbiosa e sabbioso-ghiaiosa, di età pleistocenica e olocenica. Lo spessore complessivo di questi depositi è dell'ordine delle centinaia di metri.
La Figura 3.1, che rappresenta uno stralcio del Foglio 59 "Pavia" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1 : 100.000, mostra come tutto il territorio della città di Pavia sia impostato sulle alluvioni oloceniche (Alluvium). Risulta evidente anche la presenza dei terrazzi alluvionali (individuati dai tratteggi rossi) a nord del Fiume Ticino. L'area oggetto del presente studio è ubicata nei pressi del limite fra le Alluvioni del Diluvium antico e del Diluvium recente; si tratta in ogni caso di depositi a sabbie e ghiaie prevalenti.
La Figura 3.2 rappresenta uno stralcio della Tavola 1 "Inquadramento Geologico e Geomorfologico" annessa al PGT comunale; la carta mostra in maggior dettaglio come l'area in esame si trova nella zona di confine tra i due ripiani terrazzati di cui sopra. In particolare l'area ricade sul ripiano (indicato in legenda di figura 3.2 come ripiano B) del Fluviale Recente che risulta sopraelevato da 2 a 8 metri rispetto al ripiano delle Alluvioni antiche (ripiano A in figura). La litologia prevalente risulta la sabbia con sporadiche intercalazioni di ghiaia ed orizzonti limoso-argillosi. Spesso tali litologie risultano parzialmente alterate (ferrittizzate) nella parte superiore e quindi caratterizzate dalla presenza di suoli alluvionali superficiali limosi o limoso-sabbiosi.

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183

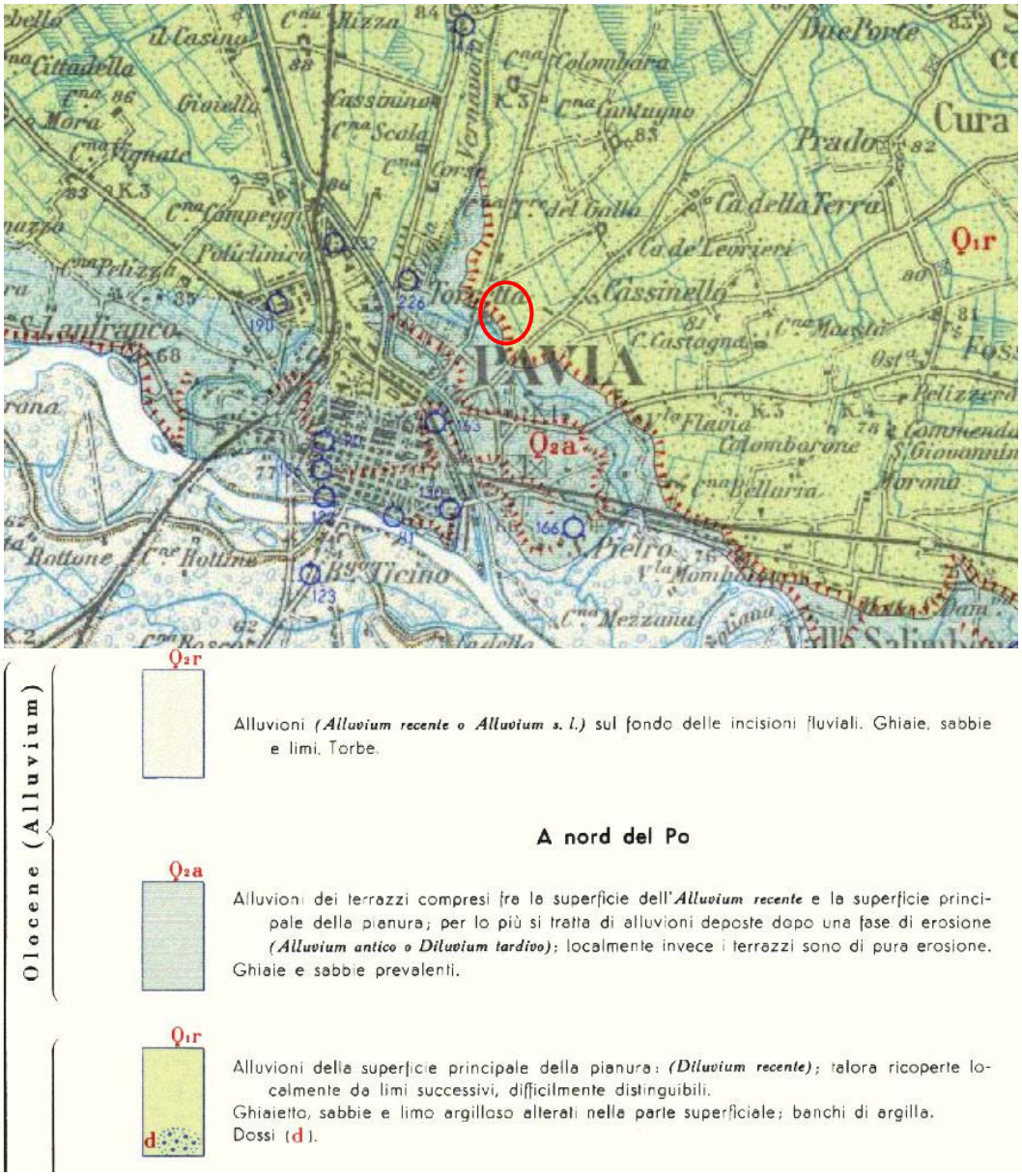
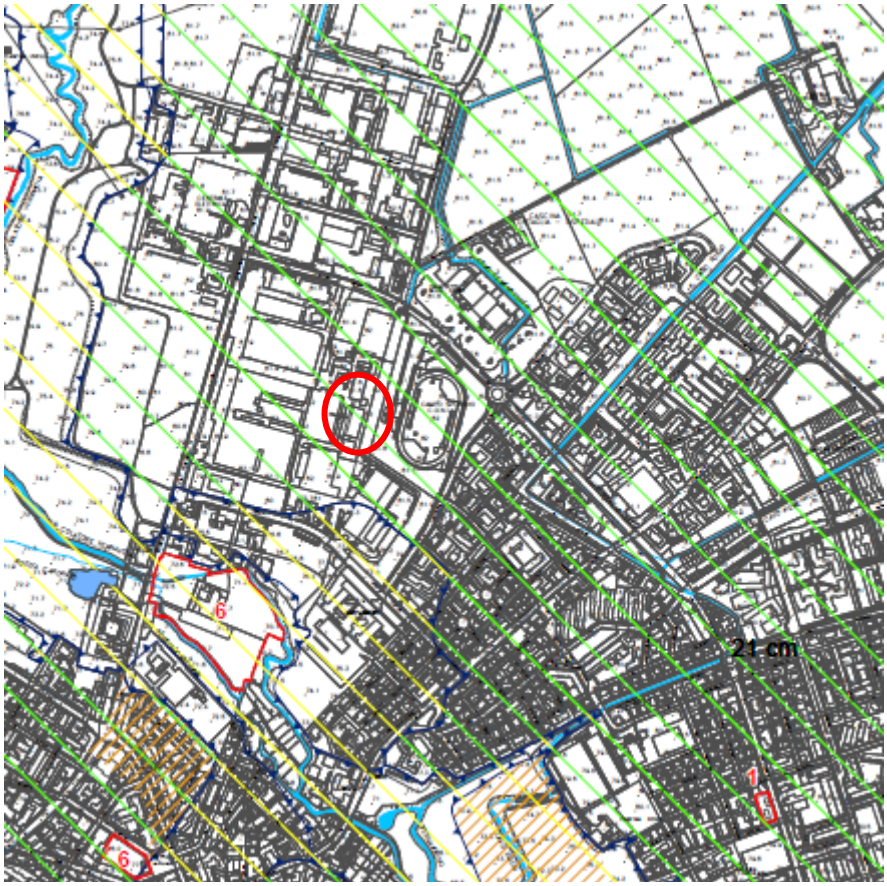


Figura 3.1: Stralcio non in scala del Foglio 59 "Pavia" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1 : 100.000. L'area in esame è contraddistinta dal cerchio rosso.

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183



LEGENDA

UNITA' GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE

1 Ripiani impostati su depositi alluvionali recenti, sopraelevati di alcuni metri rispetto agli alvei attivi.
Litologia prevalente: sabbie e ghiaie. Sono ricoperti da suoli alluvionali limosi e limoso - sabbiosi, idromorfi, di spessore generalmente ridotto (50 cm ca.).

A B

2 Ripiani impostati su depositi alluvionali antichi (A = ripiano inferiore o delle "Alluvioni Antiche", sopraelevato di 8 - 16 m rispetto all'alveo attivo del F. Ticino (ivi comprese le zone attualmente con quote confrontabili a tale ripiano in quanto interessate da riporti antropici effettuati su ex ripiani delle alluvioni recenti); B = ripiano superiore o del "Fluviale Recente", sopraelevato da 2 a 8 m rispetto al ripiano A). Litologia prevalente: sabbie, con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e con orizzonti limoso - argillosi. La successione risulta parzialmente alterata (ferrettizzata) nella porzione superiore. Sono ricoperti da suoli alluvionali limosi e limoso - sabbiosi, localmente dotati di abbondante scheletro sabbioso e talora ghiaioso, generalmente superiori ai 50 cm.

Figura 3.2: Stralcio non in scala della Tavola 1 "Inquadramento geologico e geomorfologico" annessa al PGT comunale. L'area in esame è contraddistinta dal cerchio rosso.

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183

3.3 ASPETTI IDROGEOLOGICI

Essendo l'area del territorio comunale di Pavia caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali di notevole spessore, sciolti e a granulometria prevalentemente sabbiosa e/o ghiaioso-sabbiosa (e pertanto permeabili), intercalati da numerose lenti limoso-argillose (a comportamento semi-permeabile o impermeabile), nel sottosuolo si sono formate numerose falde idriche sovrapposte, generalmente caratterizzate da un alto grado di isolamento reciproco e da pressione crescente con la profondità.
Il sottosuolo della Pianura pavese è costituito dalle seguenti formazioni alluvionali a partire dalla più antica alla più recente:

- marne argilloso-limose e argille variamente limose del Pliocene - Pleistocene inferiore che costituiscono il livello basale di origine marina;
- depositi continentali del Pleistocene medio/superiore - Olocene la cui base è caratterizzata da sedimenti di origine palustre-lacustre, costituiti da un complesso limoso-argilloso e al cui interno si rinvengono frequenti livelli sabbiosi, verosimilmente attribuibili al "*Villafranchiano Auctorum*";
- depositi fluviali costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie alle quali si intercalano livelli limosi ed argillosi;
- depositi appartenenti al "Livello Principale della Pianura" o "Piano Generale Terrazzato (P.G.T.)";
- depositi alluvionali attuali e recenti olocenici costituiti da ghiaie, sabbie e limi presenti sul fondo delle incisioni fluviali scolpite all'interno del P.G.T. (terrazzi inscatolati).

Dal punto di vista idrogeologico si possono individuare, dall'alto verso il basso, tre distinte unità (Figura 3.3).:

- i depositi alluvionali di età olocenica – pleistocenica;
- la successione "villafranchiana";
- il basamento marino.

All'interno dei depositi alluvionali è possibile distinguere una falda freatica, caratterizzata da un livello piezometrico soggetto a sensibili variazioni stagionali, e diversi acquiferi a comportamento francamente artesiano. La porzione più superficiale del materasso alluvionale è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi sabbiosi, spesso miscelati in varia percentuale a ghiaietto, talora con intercalazioni di lenti argilloso.limose. La presenza di tali lenti permette la locale formazione di orizzonti freatici sospesi che si posizionano a profondità varie e non di rado anche a pochi metri dal piano di campagna. Tali orizzonti, che traggono la propria alimentazione unicamente dalla locale infiltrazione superficiale (acque di precipitazione meteorica e, nel periodo tarda primavera - metà estate, acque irrigue), sono caratterizzati da un flusso idrico complessivamente diretto verso meridione, ma che, localmente, risulta condizionato dalla presenza delle principali incisioni fluviali che svolgono una sensibile azione drenante.

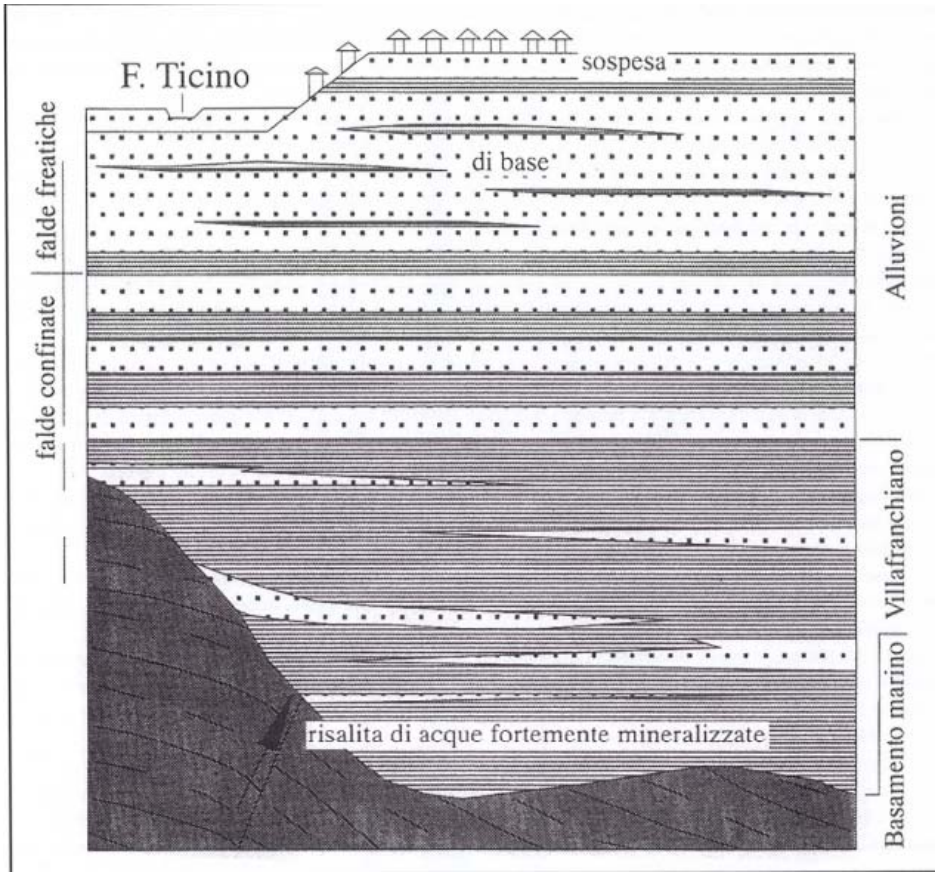


Figura 3.3: Schema idrogeologico delle unità presenti nel sottosuolo di Pavia; tratto da Pilla G. e Savarino R. (1998), op. cit..

Nella parte superficiale del sottosuolo pavese, a profondità variabili, è presente una sequenza potente 50-60 metri costituita da sabbie di varia granulometria con locali livelli di ghiaie medio-fini che poggia su un orizzonte impermeabile continuo, costituito da sedimenti argillosi compatti (10 - 20 metri di spessore). Tale sequenza sabbiosa ospita un corpo idrico a pelo libero (falda freatica di "fondo") che, a differenza degli orizzonti sospesi, i quali hanno una rilevanza esclusivamente locale, rappresenta un cospicuo serbatoio idrico a livello provinciale, sia per il suo spessore che per la sua estensione areale.
Il primo orizzonte acquifero artesiano presente al di sotto della falda freatica è separato da questa dai sedimenti argillosi a bassissima conducibilità idraulica sopraccitati caratterizzati da una buona continuità laterale e che impedisce significativi scambi idrici con il sovrastante serbatoio freatico. A profondità comprese tra 80 metri circa e 200 metri circa, si rinvengono almeno quattro acquiferi artesiani.
Il sottostante Villafranchiano è sede di un secondo serbatoio idrico, nettamente separato da quello ospitato nel materasso alluvionale da una potente sequenza argillosa ed argillo-limosa, arealmente meno esteso, ma caratterizzato da un notevole sviluppo verticale.
La terza unità idrogeologica, costituita dai sopra citati terreni del basamento marino, risulta essere complessivamente formata da litotipi impermeabili (marne argilloso-limose e argille variamente limose).

Con riferimento alla porzione più superficiale della successione dei depositi alluvionali presenti nell'area comunale sono riconoscibili due principali unità idrogeologiche:

1. Unità delle "Alluvioni recenti". Depositi poroso - permeabili contraddistinti da una permeabilità da alta a medio - alta, che localmente, in superficie, diventa bassa per la presenza di coperture di natura limosa. E' sede di una attiva circolazione idrica sotterranea a carattere freatico (falda libera principale), con superficie libera stagionalmente assai prossima al piano campagna e in diretta connessione con le acque di alveo e di subalveo del F. Ticino. In profondità, si ha la presenza di più falde sovrapposte confinate e talora anche artesiane per la presenza di orizzonti semipermeabili e impermeabili continui arealmente;
2. Unità delle "Alluvioni antiche" e del "Fluviale recente". Rispetto alla precedente, questa unità è generalmente caratterizzata dalla presenza di una ulteriore falda libera, sospesa rispetto alla falda libera principale, con superficie localizzata a pochi metri dal piano campagna e, comunque, con profondità variabile in funzione dell'andamento morfologico, della stagione e dei "richiami" esercitati dalle scarpate di terrazzo. L'alimentazione della falda sospesa avviene sostanzialmente per infiltrazione diretta di acque irrigue e/o di precipitazione meteorica. La sottostante falda libera principale, la cui superficie si trova a parecchi metri dal piano campagna, corrisponde a quella caratterizzante l'unità precedentemente descritta. In profondità, come nel caso precedente, per la presenza di orizzonti semi-permeabili ed impermeabili, si ha la presenza di più falde sovrapposte confinate e talora anche artesiane.

Osservando Figura 3.4 che rappresenta uno stralcio della Tavola 3 "Carta delle isofreatiche" annessa al PGT del Comune di Pavia, si può notare come nei pressi dell'area che ospiterà il futuro impianto di cogenerazione sia presente una falda sospesa il cui livello piezometrico viene indicato intorno ai 75-76 m sul livello del mare e pertanto a circa 6-7 metri da piano campagna. Durante lo svolgimento delle prove penetrometriche in data 26/10/2017 spinte sino alla massima profondità di 4,90 da p.c. non è stata intercettata la falda a conferma del dato sopra esposto.



Figura 3.4: Stralcio non in scala della Tavola 3 "Carta delle isofreatiche" annessa al PGT comunale. L'area in esame è contraddistinta dal cerchio rosso.

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183

4 ANALISI DEGLI STRUMENTI URBANISTICI

4.1 *PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)*

L'Art. 28 delle NORME DI ATTUAZIONE DEL PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO classifica le fasce fluviali così come segue:

- Fascia di deflusso della piena (Fascia A), costituita dalla porzione di alveo che è sede prevalente del deflusso della corrente per la piena di riferimento;
- Fascia di esondazione (Fascia B), esterna alla precedente, costituita dalla porzione di territorio interessata da inondazione al verificarsi della piena di riferimento.
- Area di inondazione per piena catastrofica (Fascia C), costituita dalla porzione di territorio esterna alla precedente (Fascia B), che può essere interessata da inondazione al verificarsi di eventi di piena più gravosi di quella di riferimento.

L'area in esame non ricade in alcuna delle sopraccitate fasce.

4.2 *PIANO REGOLATORE – COMUNE DI PAVIA (PV)*

Nella Tavola 9 "Carta di Sintesi e delle unità idro-geo-morfologiche, geotecniche ed idrauliche" annessa al PGT di Pavia (di cui si riporta uno stralcio in Figura 4.2) il sito indagato è stato inserito nell'unità denominata A(b) contraddistinta da litologie prevalentemente sabbiose alterate in superficie. Tale unità risulta inoltre caratterizzata dalla presenza di una prima falda sospesa rispetto alla falda freatica principale; la superficie di tale falda sospesa è ubicata a 5-6 metri dal piano campagna con escursioni stagionali fino a 3-4 metri dal piano campagna. In Tavola 9 del PGT viene inoltre riportato lo schema geologico ed idrogeologico tipico dell'unità A(b) che si riporta di seguito (Figura 4.1):

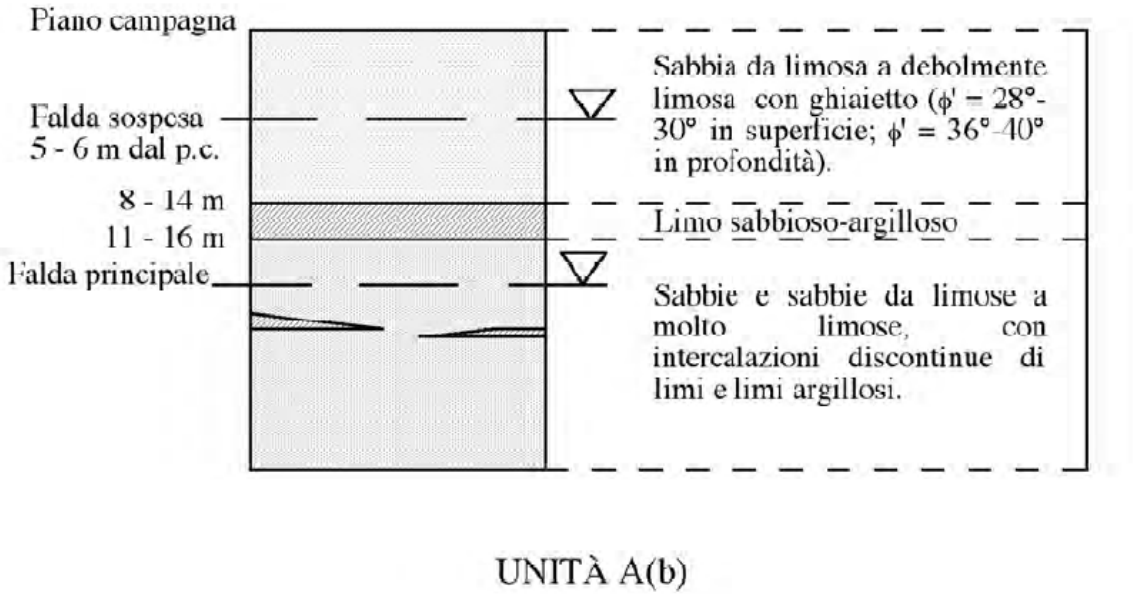
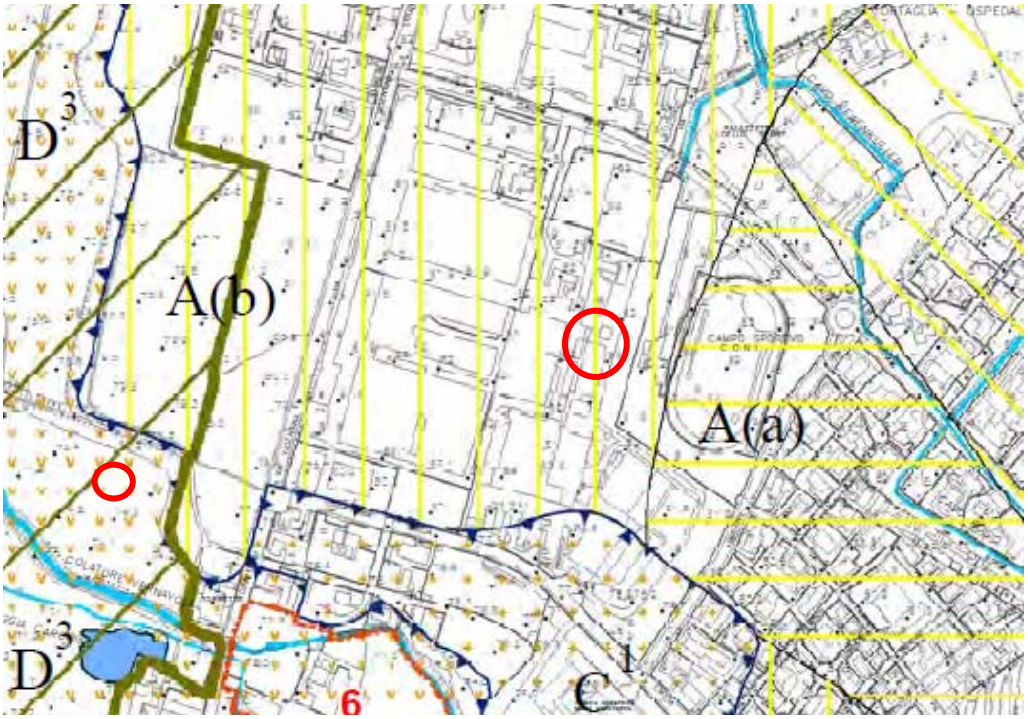


Figura 4.1: Schema indicativo dell'unità litostratigrafica A(b) tratto dalla Tavola 9 "Carta di Sintesi e delle unità idro-geo-morfologiche, geotecniche ed idrauliche" annessa al PGT comunale.

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183



$A^1_{(a)}$

$A^2_{(a)}$

$A_{(a)}$

$A_{(b)}$

$A_{(c)}$

MORFOLOGIA: ripiani impostati su depositi alluvionali del "Fluviale recente" (Piano Generale Terrazzato della pianura lombarda), sopraelevati di almeno 10 ÷ 24 m rispetto agli alvei attivi.

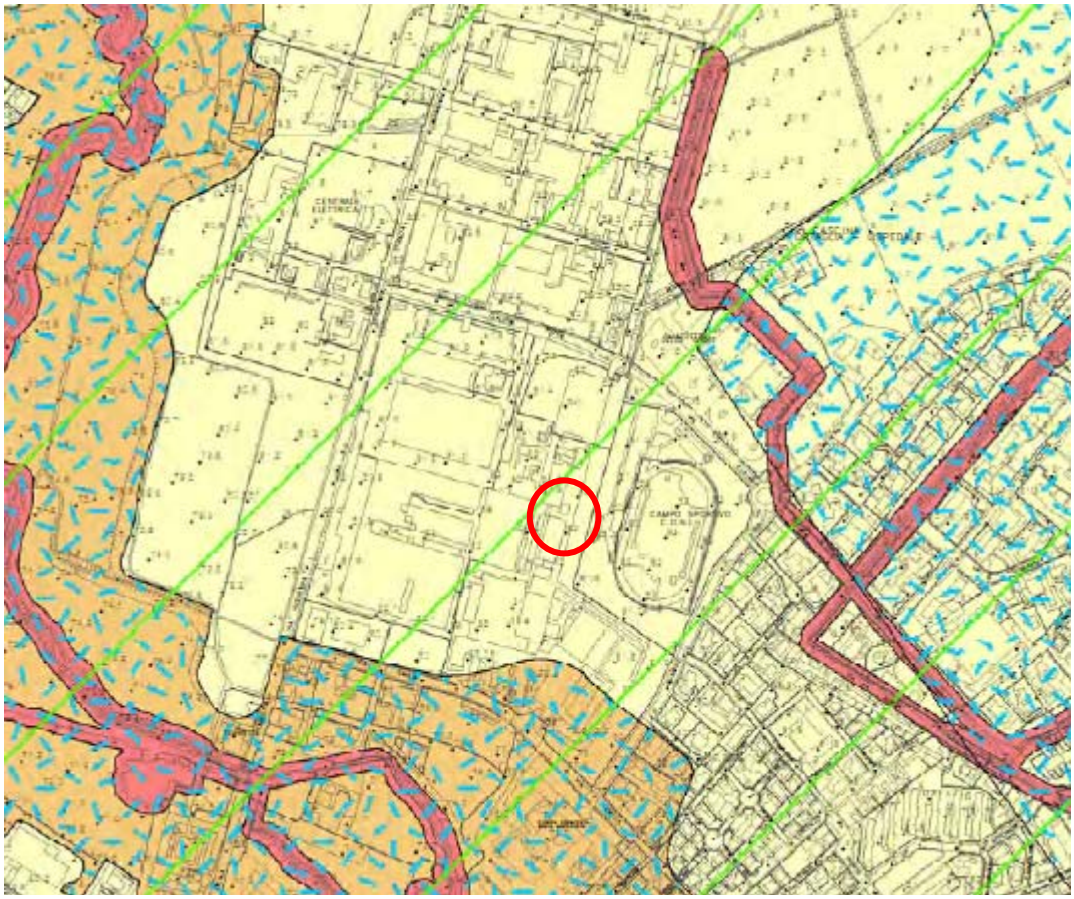
LITOLOGIA: sono costituiti prevalentemente da sabbie (spesso alterate in superficie) con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni a diversa profondità di limi e limi argillosi. Le informazioni geognostiche disponibili consentono la delimitazione sommaria delle zone ove tali intercalazioni sono generalmente presenti: dalla profondità di 2,5 ÷ 5 m alla profondità di 6 ÷ 8 m dal piano campagna ($\mathbf{A^1_{(a)}}$); superficialmente, fino a 3,5 ÷ 5,5 m dal piano campagna ($\mathbf{A^2_{(a)}}$).

IDROGEOLOGIA: è generalmente presente una prima falda sospesa rispetto alla falda principale, a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche e idrogeologiche locali; la superficie di tale falda sospesa è generalmente ubicata, in condizioni normali, alle seguenti profondità: 2 ÷ 4 m dal piano campagna o stagionalmente prossima alla superficie ($\mathbf{A_{(a)}}$); 5 ÷ 6 m dal piano campagna con escursioni stagionali fino a 3 ÷ 4 m dal piano campagna ($\mathbf{A_{(b)}}$); maggiore o uguale a 6 m ($\mathbf{A_{(c)}}$). La permeabilità e la vulnerabilità della porzione superficiale della successione sono relativamente elevate. Per ulteriori informazioni si rimanda alla TAV. 3.

IDRAULICA: aree non inondabili.

Figura 4.2: Stralcio non in scala della Tavola 9 "Carta di Sintesi e delle unità idro-geo-morfologiche, geotecniche ed idrauliche" annessa al PGT comunale. L'area indagata è cerchiata in rosso.

Nella Tavola 10 "Carta della fattibilità geologica per le azioni di piano" annessa al PGT di Pavia (di cui si riporta uno stralcio in Figura 4.3) il sito indagato ricade nella ***Classe di Fattibilità* 2**.



Classe 2 (gialla) - **Fattibilità con modeste limitazioni**. La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **A** e **B** di cui alla TAV. 9.

Figura 4.3: Stralcio non in scala della Tavola 10 "Carta della fattibilità geologica per le azioni di piano" annessa al PGT comunale. L'area indagata è cerchiata in rosso.

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183

5 SISMICITA'

Ai sensi della *D.G.R. 21 maggio 2014, n. 65-7656 "Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attivita' urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084"*, con la quale è stata redatta la nuova classificazione sismica del territorio piemontese, il Comune di Gamalero è stato inserito in **ZONA 3 (AgMax = 0,077778)**.

Ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni:

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15 - 0,25	0,25
3	**0,05 – 0,15**	**0,15**
4	< 0,05	0,05

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Secondo l'ordinanza n. 3274, ai fini della definizione della azione sismica di progetto, sono definite 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (più due categorie speciali S1 e S2):

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di **Vs_{30} > 800 m/s**, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 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 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di **Vs_{30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (N_{SPT} > 50, Cu>250 kPa)**
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensate o di terreni a grana fine mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di **V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/sec (15 < N_{SPT} < 50, 70 <Cu<250 kPa)**
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di **Vs_{30} < 180 m/s (N_{SPT} < 15, Cu<70 kPa)**
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D* per spessore non superiore a 20 metri, posti sul substrato di riferimento *con* **Vs30 > 800 m/s**

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183

S1	*Depositi di terreni caratterizzati da valori* di **Vs_{30} < 100 m/s (10<Cu<20 kPa)** che includono uno strato di almeno 8 metri di terreni a grana fine di bassa consistenza oppure che includono almeno 3 metri di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

L'indagine sismica di tipo MASW (Allegato 2), svolta direttamente all'interno del sito oggetto del progetto di ampliamento e ristrutturazione, ha consentito di individuare per il sito in esame la **Categoria di Sottosuolo C** con una velocità delle onde **Vs30 pari a 246 m/sec**.

Le particolari condizioni geologiche e geomorfologiche di una zona (condizioni locali) possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base producendo effetti diversi che devono essere considerati nella valutazione generale della pericolosità sismica dell'area. L'analisi della sismicità locale, condotta secondo la metodologia presentata nell'Allegato 5 della D.G.R. n. 9/2616 del 30-11-11, si fonda su tre livelli di approfondimento. L'analisi di 1° livello, obbligatoria per tutti i Comuni, è rappresentata dalla *Carta della Pericolosità Sismica Locale* (***Tav. 7*** del PGT di Pavia), nella quale viene riportata la perimetrazione areale delle diverse situazioni tipo in grado di determinare gli effetti sismici locali, con riferimento alla Tabella 1 di cui all'Allegato 5 alla D.G.R. n. 9/2616/11. Osservando la carta (di cui si riporta la sola legenda in Figura 5.1) si può notare come tutto il territorio comunale ricada in **Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali (Z4a)** *soggetta ad amplificazioni litologiche e geometriche".*



Z4a. Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni litologiche e geometriche (tutto il territorio comunale ricade in questa zona).

Figura 5.1: Carta della Pericolosità Sismica Locale presente all'interno del PGT (Ottobre 2012) del Comune di Arese. L'area indagata, rappresentata dal cerchio rosso, ricade in zona Z4a (linee orizzontali gialle)

Il 2° livello di approfondimento permette la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi e l'individuazione, nell'ambito degli scenari qualitativi suscettibili di amplificazione (zone Z3 e Z4, ovvero come quella in cui ricade il sito), di aree in cui la normativa nazionale risulta sufficiente o insufficiente a tenere in considerazione gli effetti sismici.
Il 2° livello si applica a tutti gli scenari qualitativi suscettibili di amplificazioni sismiche (morfologiche Z3 e *litologiche Z4*). La procedura stabilita dalla Regione Lombardia con la "Delibera di giunta regionale 30 novembre 2011 - n. IX/2616" consiste in un approccio di tipo semiquantitativo e fornisce la stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di amplificazione (Fa); gli studi sono condotti con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche e sono utilizzati per zonare l'area di studio in funzione del valore di Fa. Il valore di Fa si riferisce agli intervalli di periodo tra 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s: i due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il valore di Fa sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale; in particolare l'intervallo tra 0.1-0.5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0.5-1.5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

La normativa fornisce delle schede di riferimento applicabili a seconda della litologia prevalente presente in sito. Una volta individuata la scheda di riferimento (nel presente studio è stata scelta quella relativa alla

"*Litologia sabbiosa*" (Figura 5.2) è necessario verificarne la validità in base all'andamento dei valori di Vs con la profondità.

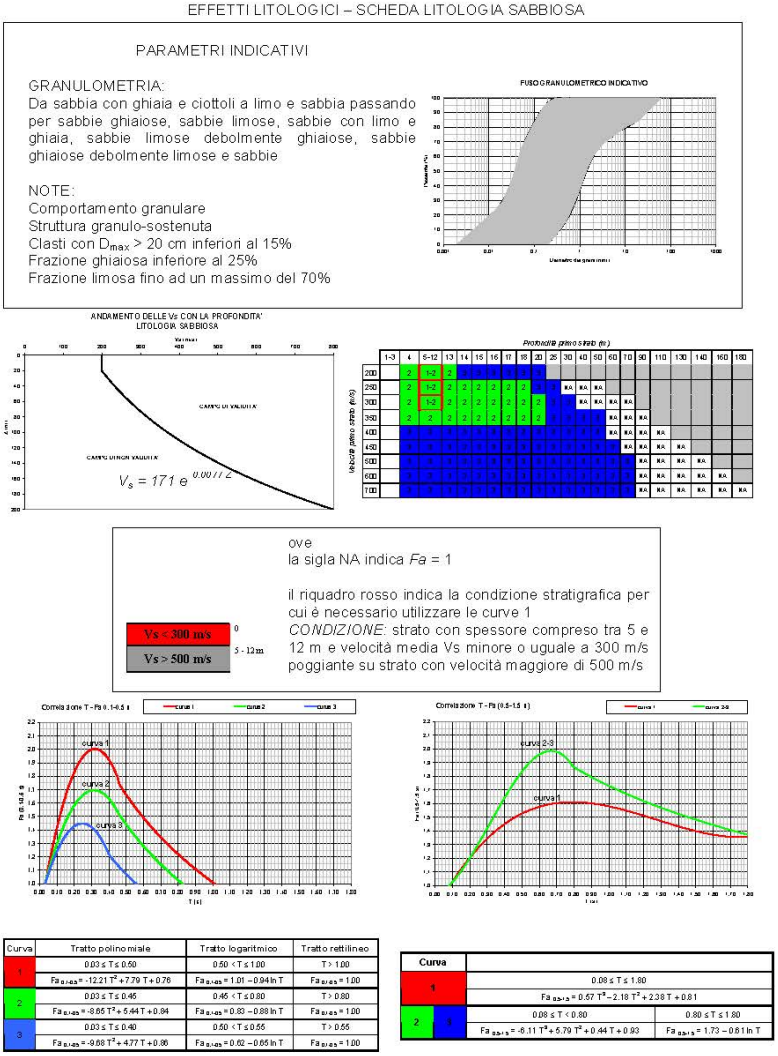


Figura 5.2: Scheda Litologia Sabbiosa - "Delibera di giunta regionale 30 novembre 2011 - n. IX/2616"

Sulla base dello spessore e della velocità dello strato superficiale è stata identificata, come curva di riferimento per il calcolo del fattore di amplificazione, la curva 2 della scheda "*Litologia sabbiosa*". Dai calcoli eseguiti è risultato un valore del periodo proprio del sito T pari a **0,352423 sec** e valori di Fattore di amplificazione pari a **1,7** per intervalli di periodo tra 0,1 e 0,5 sec (strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide) e pari a **1,8** per intervalli di periodo tra 0,5 e 1,5 sec (strutture più alte e più flessibili).
Nella seguente tabella sono esposti i valori soglia calcolati dalla Regione Lombardia:

PR	CM	COMUNE		Valori soglia per suoli Categoria di sottosuolo C
18	110	PAVIA	Periodo 0,1 – 0,5	1,9
18	110	PAVIA	Periodo 0,5 – 1,5	2,4

Come si può osservare dalla Tabella i valori di Fa calcolati sono inferiori ai valori di soglia corrispondente (Categoria C); pertanto la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi *si applica lo spettro previsto dalla normativa*.

5.1 PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI

L'area in esame rientra nella **Categoria topografica T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°).

La Vita Nominale V_N dell'opera è stata posta uguale a **50 anni,** il **Tipo di Costruzione = 2** e la **Classe d'Uso II**.

Il **Periodo di Riferimento** V_R delle azioni sismiche sulle opere in progetto è: $V_R = V_N \times C_U$ dove C_U è un coefficiente d'uso definito al variare della **Classe d'Uso**:

Classe d'Uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	**0,7**	**1,0**	**1,5**	**2,0**

Quindi $V_R = V_N \times C_U$ **= 50 x 1,0 = 50 anni (Periodo di Riferimento).**

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla **"Pericolosità Sismica di Base"** del sito in costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (**Periodo di Riferimento V_R**), si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata **"Probabilità di Eccedenza o di Superamento nel Periodo di Riferimento P_{VR}".**

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- Accelerazione Orizzontale Massima attesa **ag** in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (Suolo di Categoria A) con superficie topografica orizzontale (Categoria T1)
- Ordinate dello Spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se (T) con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel Periodo di Riferimento V_R.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle **Probabilità di Superamento nel Periodo di Riferimento** P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- **ag** accelerazione orizzontale massima al sito
- **Fo** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- **T*C** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per l'area in esame si ottengono, per i vari Stati Limite, i seguenti **parametri sismici**:

Stato Limite	Probabilità di Superamento	**Tr** (Anni)	a_g	**Fo**	**T*C** (s)
SLO (Operatività)	81 %	30	0,022	2,537	0,184
SLD (Danno)	63 %	50	0,029	2,523	0,206
SLV (Salvaguardia Vita)	10 %	475	0,070	2,510	0,282
SLC (Prevenzione Collasso)	5 %	975	0,093	2,495	0,285
Periodo di Riferimento per l'azione sismica **V_R: 50 anni**					

Nella seguente tabella sono riportati i **coefficienti sismici**, per i vari Stati Limite, ottenuti dall'elaborazione dei parametri sismici:

Coefficienti	**SLO**	**SLD**	**SLV**	**SLC**
S_s	1,500	1,500	1,500	1,500
C_c	1,840	1,770	1,600	1,590
S_t	1,00	1,00	1,00	1,00
Kh	0,007	0,009	0,021	0,028
Kv	0,003	0,004	0,011	0,014
A_{max} (m/sec2)	0,329	0,426	1,033	1,364
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

dove **S_s =** Amplificazione stratigrafica, **C_c =** Coefficiente funz. Categoria, **S_t =** Amplificazione topografica, **Kh =** Coefficiente sismico orizzontale, **Kv =** Coefficiente sismico verticale, **A_{max} (m/sec2) =** Accelerazione massima.

6 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Allo scopo di ottenere utili informazioni tecniche destinate ad una corretta interpretazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione delle opere in progetto sono state eseguite n.° 2 prove penetrometriche dinamiche, indicate rispettivamente P1 e P2, eseguite in data 26 Ottobre 2017 utilizzando un penetrometro leggero con maglio pari a 30 Kg.
La prova penetrometrica dinamica *LEGGERA* consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno la punta conica metallica posta alla estremità dell'asta di acciaio; l'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di peso standard (in questo caso 30 Kg) utilizzando delle aste da 1 metro con peso 2,4 kg. Si conta il numero di colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita (10 cm nel caso di utilizzo di penetrometro leggero); la resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e diretta del numero di colpi per una data penetrazione. Il numero di colpi della prova (N10) è correlato con l'equivalente numero di colpi della prova SPT (NSPT; Standard Penetration Test). Per ottenere i valori di Nspt è stato utilizzato un coefficiente di correlazione pari **0,95** (Vedi tabulati prove – Allegato 1).
L'esatta ubicazione delle prove è riportata in Tavola 3. In Allegato 1 sono riportati i tabulati ed i grafici delle prove penetrometriche.

Va segnalato che a causa della presenza di materiale di riporto nei primi 50 cm di sottosuolo nella zona orientale dell'area indagata non è stato possibile approfondire le prove P2/a, P2/b e P2/c oltre la quota di 0,40 m da p.c.; la prova P2/d è stata pertanto eseguita all'incirca al centro dell'impronta fondazionale dell'opera in progetto mentre la prova P1 è ubicata nella zona occidentale (Figura 6.1).



Figura 6.1: Foto aerea dell'area di futura realizzazione dell'impianto di cogenerazione (contorno rosso) ed ubicazione delle prove penetrometriche eseguite

7 INTERPRETAZIONE DELL'INDAGINE ESEGUITA

7.1 OSSERVAZIONI SULLE PROVE PENETROMETRICHE

Le prove penetrometriche sono state spinte fino alla profondità massima di 4,90 m da piano campagna (Prova P1) pertanto hanno consentito di caratterizzare i primi 5 metri del sottosuolo presente all'interno del sito indagato. Dal punto di vista generale le prove hanno messo in evidenza la presenza di terreni di natura sabbiosa (da fine a media), debolmente limosi, mediamente addensati.
Tutte le prove eseguite hanno messo in evidenza la presenza di un orizzonte costituito da materiale di riporto fino alla profondità di circa 0,50 m dal piano campagna. In particolare nella zona orientale dove sono state eseguite le prove P2/a, P2/b e P2/c, i materiali di riporto sono particolarmente compatti e costituiti da

materiale più grossolano infatti le 3 prove sono state interrotte rispettivamente alle quote di 0,20 m, 0,30 m e 0,50 m da piano campagna a causa del rifiuto all'avanzamento della punta.
I terreni sabbiosi naturali presenti al di sotto di tale orizzonte presentano caratteristiche molto omogenee dal punto di vista litologico e del grado di addensamento. Soltanto un piccolo livello presente tra le profondità di 1,10 m – 1,50 m risulta caratterizzato da un minore addensamento (sabbie più sciolte con Nspt compreso tra 3 e 4). Per il resto le sabbie individuate hanno fatto riscontrare valori di Nspt compresi tra 6 e 13.

I risultati e l'interpretazione di ogni singola prova penetrometrica sono illustrati in Allegato 1.

Si ritiene opportuno sottolineare che le indagini svolte sono puntuali e che pertanto le interpretazioni sopra riportate (e gli orizzonti individuati nel seguente paragrafo 7.2) vanno verificate in fase esecutiva.

7.2 MODELLO GEOLOGICO ED ORIZZONTI GEOTECNICI

Il modello geologico dell'area è costituito dalla presenza di un orizzonte (Orizzonte A) superficiale con terreni rimaneggiati e materiale di riporto che si estende sino alla profondità di circa **0,50 m da p.c**. Al di sotto, fino alla massima profondità di investigazione, ossia **4,90 m da p.c.,** è presente un orizzonte (Orizzonte B) di sabbie medio fini debolmente limose mediamente addensate; all'interno di tale orizzonte può trovarsi un Sub-Orizzonte B1 (tra **1,10 m e 1,50 m da p.c.**) costituito da livelletti decimetrici di sabbie medio fini debolmente limose con grado di addensamento minore; il modello geologico del sito è pertanto costituito dalle seguenti unità geolitologiche distinte per natura granulometrica e grado di addensamento e presenti all'interno dei primi 5 metri di profondità da piano campagna:

- ORIZZONTE A: *TERRENI DI RIPORTO RIMANEGGIATI con caratteristiche non omogenee*, ***NON IDONEO*** per la posa delle fondazioni;
- ORIZZONTE B: è costituito da *SABBIE MEDIO FINI DEBOLMENTE LIMOSE* ***mediamente addensate (6 < Nspt < 12); SUB-ORIZZONTE B1:*** è costituito da *SABBIE MEDIO FINI DEBOLMENTE LIMOSE* ***sciolte (3 < Nspt < 4)***

8 CARATTERIZZAZIONE FISICO – MECCANICA DEI TERRENI

Nella seguente tabella vengono riportati i range di valori dei PARAMETRI GEOTECNICI relativi agli ORIZZONTI individuati e dedotti dai valori delle Nspt.
L'orizzonte A è stato escluso in quanto non idoneo alla posa delle fondazioni e contraddistinto dalla presenza di probabili terreni rimaneggiati dalle caratteristiche non omogenee e talvolta scadenti.

Si ritiene opportuno sottolineare come i valori forniti di seguito siano stati ottenuti utilizzando:
- i soli dati disponibili ovvero quelli derivanti dalle prove penetrometriche
- correlazioni e formule presenti in letteratura
- osservazioni e deduzioni di campo

ORIZZONTE	Peso di volume naturale **γ'** (kN/mc)	Angolo d'attrito efficace **φ'** (gradi)	Coesione non drenata **Cu** (kPa)	Densità relativa **Dr** (%)
B	18-19	30-32	0	35-45
B1	18	28-29	0	15-25

Studio Associato di Geologia AB&C
di Alessandro Avai e Simone Bassetti
Sede Amm.va:Via San Rocco 14/c 15010 Gamalero (AL)
Uff.Tecnico: Via Acqui 3 21052 Busto Arsizio (VA)
Tel.0331/1687096 Fax 0331/1352357- E-mail:studioab_c@libero.it
Partita IVA: 02310000183

9 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI

L'indagine ha evidenziato la presenza di un orizzonte superficiale costituito da terreni ripoprtati di natura eterogenea (Orizzonte A) che arriva almeno sino alla profondità di 0,50 m da p.c.
Al di sotto dell'Orizzonte A è stato individuato l'Orizzonte B costituito da sabbie medio fini debolmente limose naturali mediamente addensate con presenza di livelletti sciolti (Sub-Orizzonte B1).

A parere dello scrivente le fondazioni delle opere in progetto dovranno trasferire il carico sull'Orizzonte B.

In ogni caso durante la progettazione delle fondazioni si raccomanda di valutare con cura i cedimenti differenziali. Tali cedimenti andranno considerati con particolare attenzione poiché sono quelli in grado di provocare danni alle strutture portanti. Le cause dei cedimenti differenziali sono riconducibili a diversi fattori:

1. differente distribuzione dei carichi unitari da zona a zona;
2. locale infiltrazione di acqua superficiale (pluviali o scarichi idrici non efficienti, eventi meteorici intensi) che provoca l'alterazione dello stato di compattezza del terreno di fondazione;
3. non uniformità nel tipo di fondazione;
4. eterogeneità dei terreni.

Si raccomanda infine di

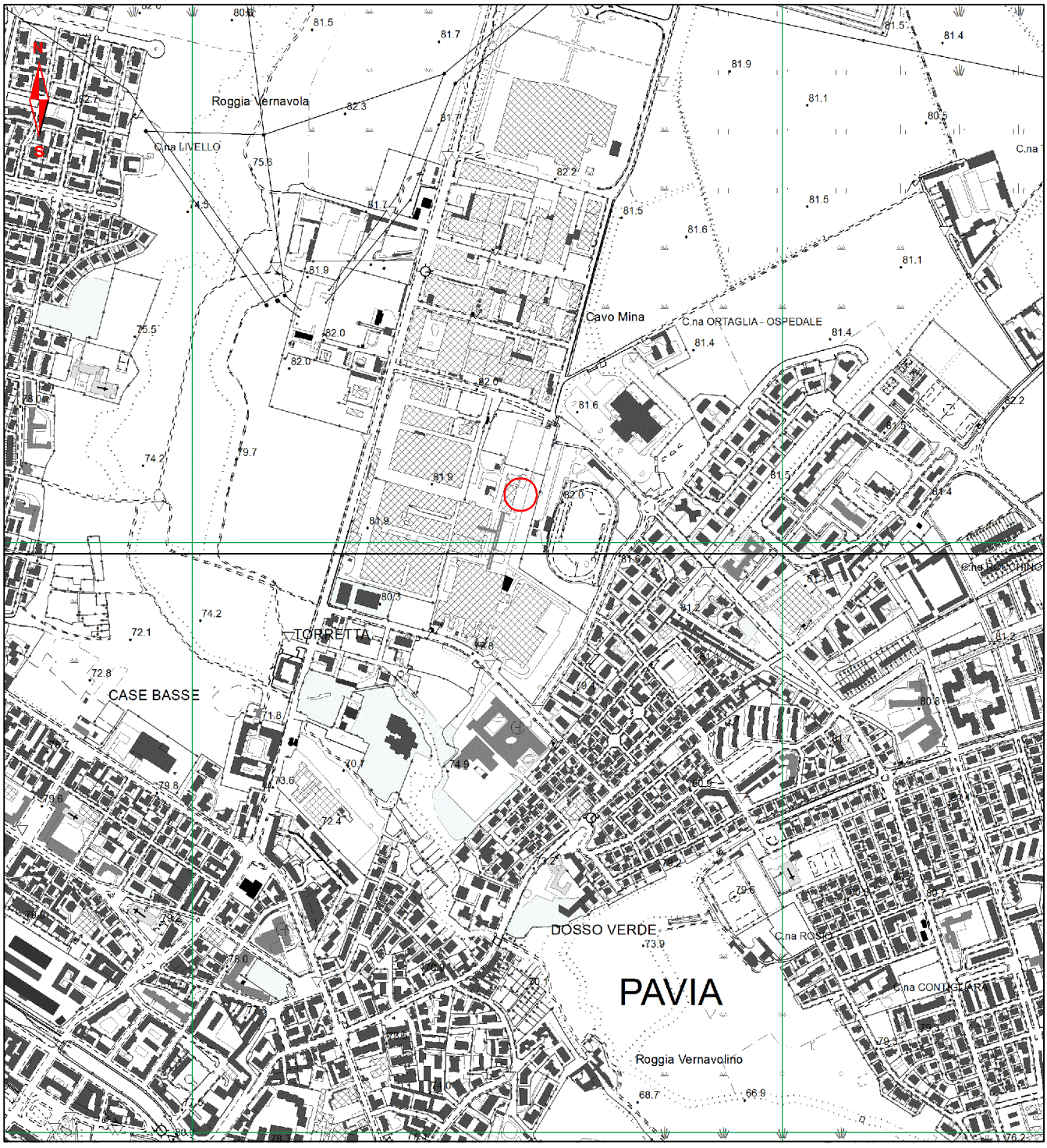
- adottare una scrupolosa raccolta e regimazione delle acque di scolo superficiali, eliminando l'infiltrazione idrica entro il terreno d'imposta delle fondazioni;
- prevedere in fase progettuale una idonea impermeabilizzazione degli eventuali manufatti interrati in modo da evitare possibili future interazioni con eventuale acqua e/o umidità dei terreni.

Novembre 2017

IL TECNICO:

Dott. Geol. Simone Bassetti





LEGENDA

Area in esame

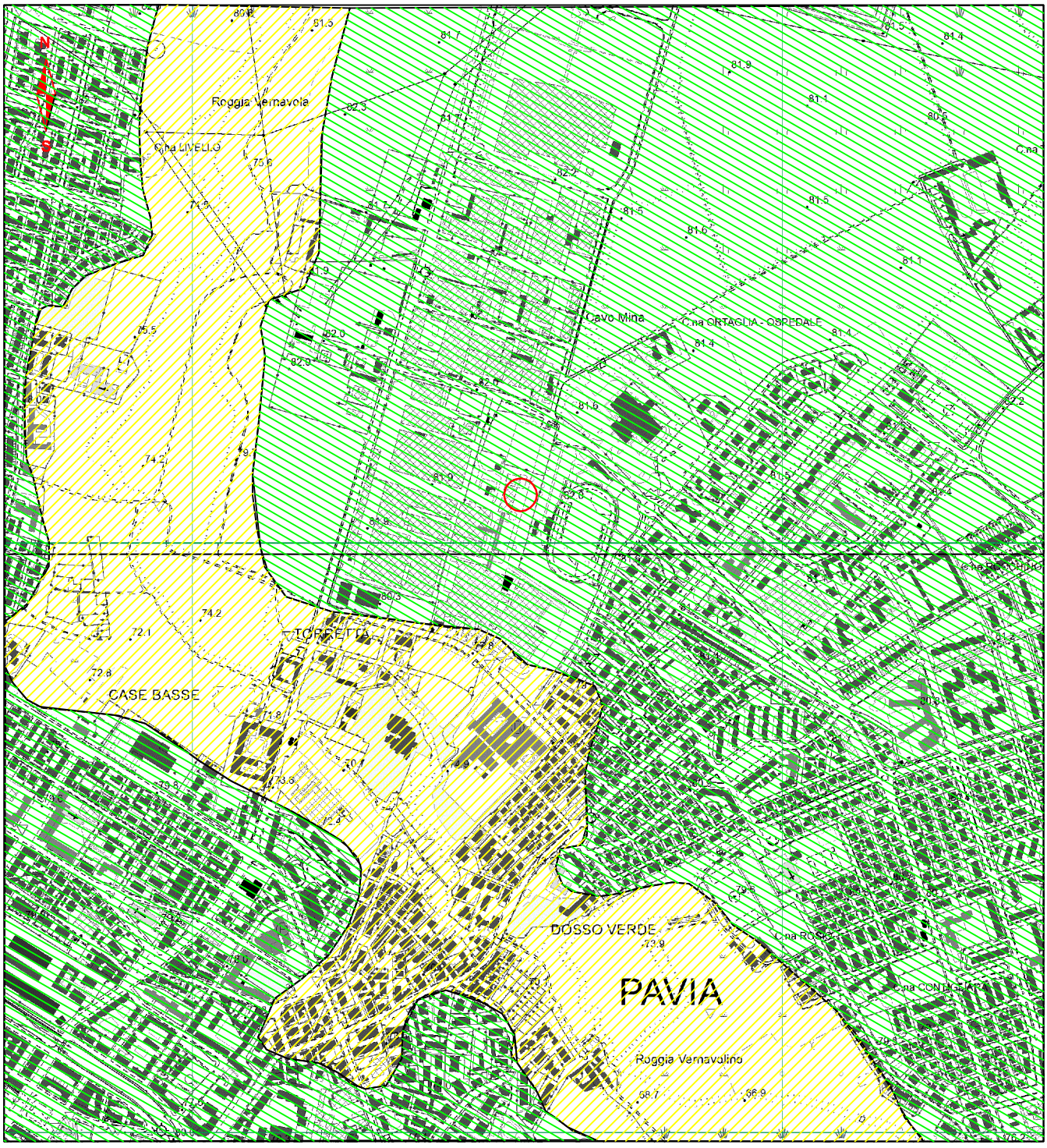
STUDIO AB & c di A.Avai e S.Bassetti

Via San Rocco 14/c - 15010 Gamalero (AL)
Via Acqui 3 - 21052 Busto Arsizio (VA)

NUOVO IMPIANTO DI COGENERAZIONE
Via Emilia n.° 21 - Savio Industrial S.r.l
- COMUNE DI PAVIA (PV) -

TAVOLA 1: COROGRAFIA GENERALE

Scala: 1 : 10.000	Redatto da: Dott. Geol. Simone Bassetti	Committente: Ing. Mirco Magnardini
Novembre 2017		



LEGENDA

Area in esame

Sabbie e ghiaie ricoperte da suoli alluvionali limosi e limoso-sabbiosi (Depositi alluvionali recenti)

Sabbie con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e con orizzonti limoso-argillosi (Depositi del Fluviale Recente)

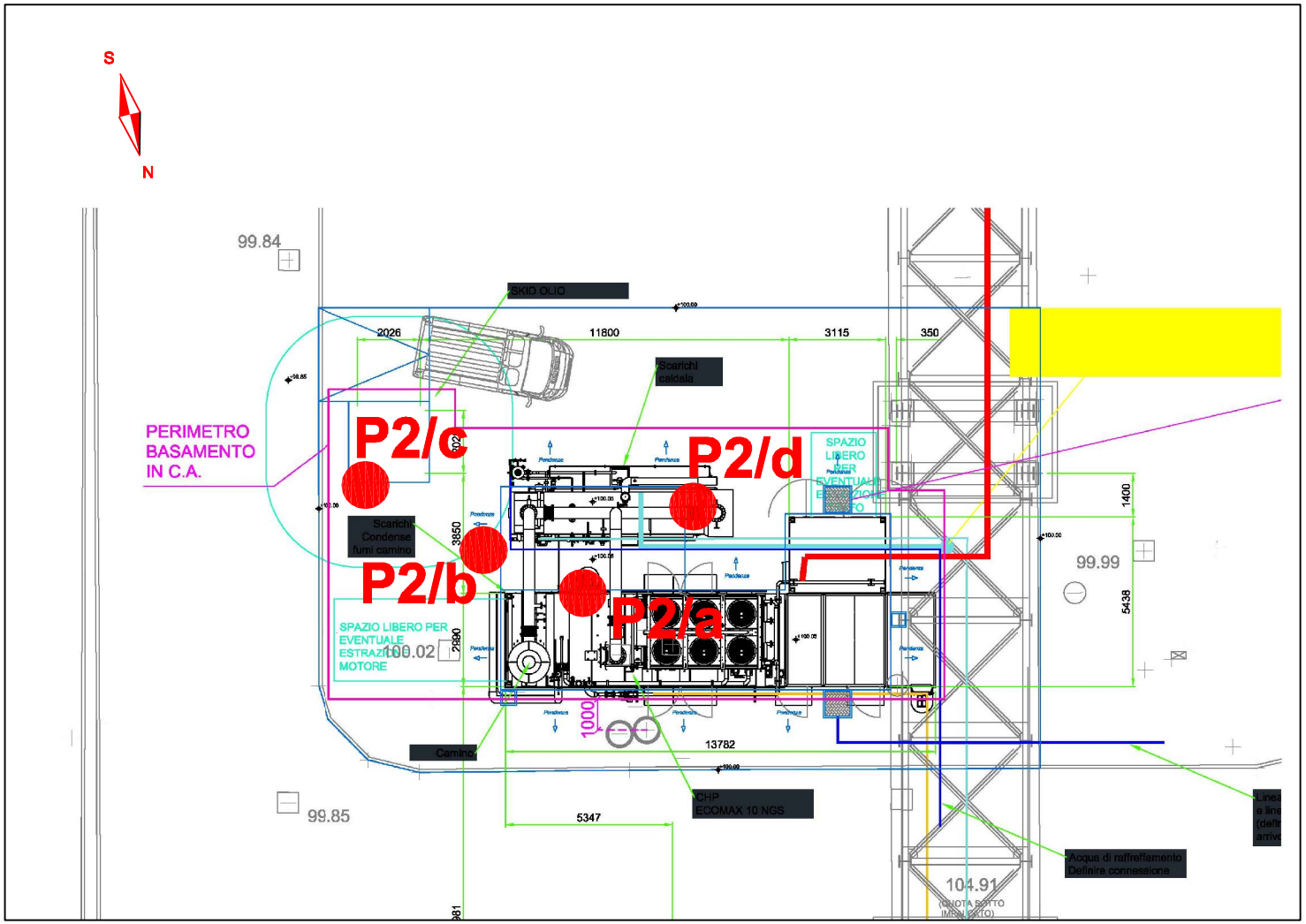
STUDIO AB & c di A.Avai e S.Bassetti

Via San Rocco 14/c - 15010 Gamalero (AL)
Via Acqui 3 - 21052 Busto Arsizio (VA)

NUOVO IMPIANTO DI COGENERAZIONE
Via Emilia n.° 21 - Savio Industrial S.r.l
- COMUNE DI PAVIA (PV) -

TAVOLA 2: CARTA GEOLITOLOGICA

Scala: 1 : 10.000		Committente: Ing. Mirco Magnardini
Novembre 2017	Redatto da: Dott. Geol. Simone Bassetti	



LEGENDA

- Prova penetrometrica dinamica
- Impronta fondazionale

STUDIO AB & c
di A.Avai e S.Bassetti

Via San Rocco 14/c - 15010 Gamalero (AL)
Via Acqui 3 - 21052 Busto Arsizio (VA)

NUOVO IMPIANTO DI COGENERAZIONE
Via Emilia n.° 21 - Savio Industrial S.r.l
- COMUNE DI PAVIA (PV) -

Non in Scala

Novembre 2017

TAVOLA 3
CARTOGRAFIA DI DETTAGLIO
UBICAZIONE INDAGINI

Redatto da:
Dott. Geol. Simone Bassetti

Committente:
Ing. Mirco Magnardini

ALLEGATO 1

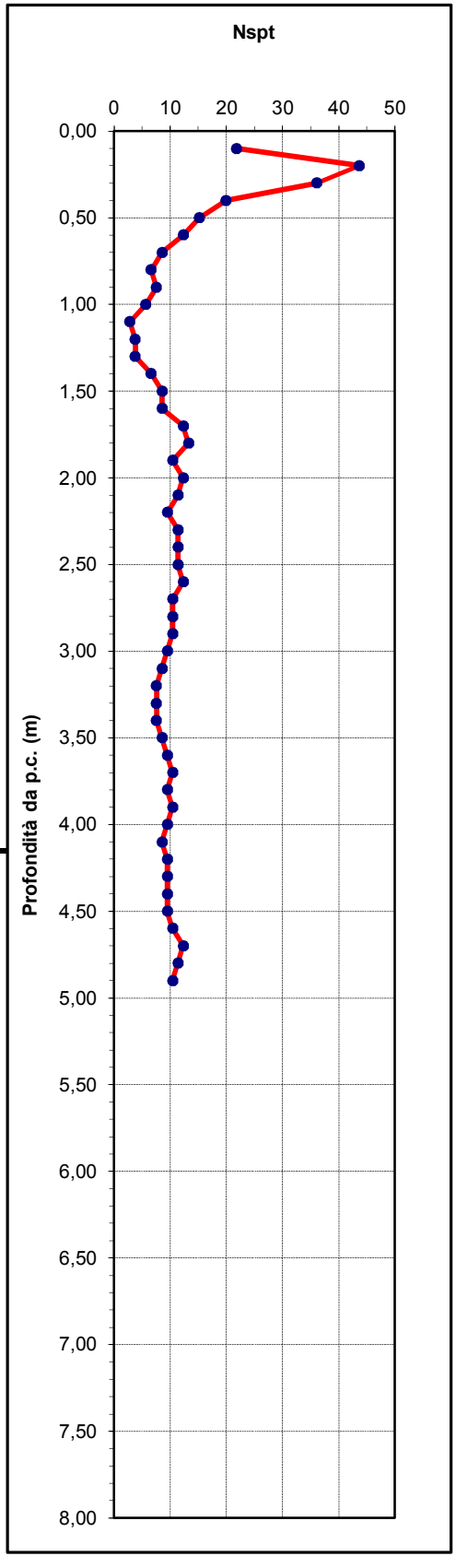
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

P1

- commitente:	Ing. Magnardini	- data:	26/10/17
- lavoro:	Nuovo impianto di cogenerazione	- quota inizio:	piano campagna
- località:	Via Emilia 21 - Pavia(PV)	- prof. falda:	non intercettata

Profondità da p.c.	N°10	Nspt	LITOLOGIA
m	*n° colpi*	*n° colpi*	
0,10	23	22	MATERIALE DI RIPORTO
0,20	46	44	
0,30	38	36	
0,40	21	20	
0,50	16	15	
0,60	13	12	SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE MEDIAMENTE ADDENSATE **(6<Nspt<12)**
0,70	9	9	
0,80	7	7	
0,90	8	8	
1,00	6	6	
1,10	3	3	SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE SCIOLTE **(3<Nspt<4)**
1,20	4	4	
1,30	4	4	
1,40	7	7	SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE MEDIAMENTE ADDENSATE **(7<Nspt<13)**
1,50	9	9	
1,60	9	9	
1,70	13	12	
1,80	14	13	
1,90	11	10	
2,00	13	12	
2,10	12	11	
2,20	10	10	
2,30	12	11	
2,40	12	11	
2,50	12	11	
2,60	13	12	
2,70	11	10	
2,80	11	10	
2,90	11	10	
3,00	10	10	
3,10	9	9	
3,20	8	8	
3,30	8	8	
3,40	8	8	
3,50	9	9	
3,60	10	10	
3,70	11	10	
3,80	10	10	
3,90	11	10	
4,00	10	10	
4,10	9	9	
4,20	10	10	
4,30	10	10	
4,40	10	10	
4,50	10	10	
4,60	11	10	
4,70	13	12	
4,80	12	11	
4,90	11	10	

LEGENDA	
	ORIZZONTE A
	ORIZZONTE B
	SUB-ORIZZONTE B1



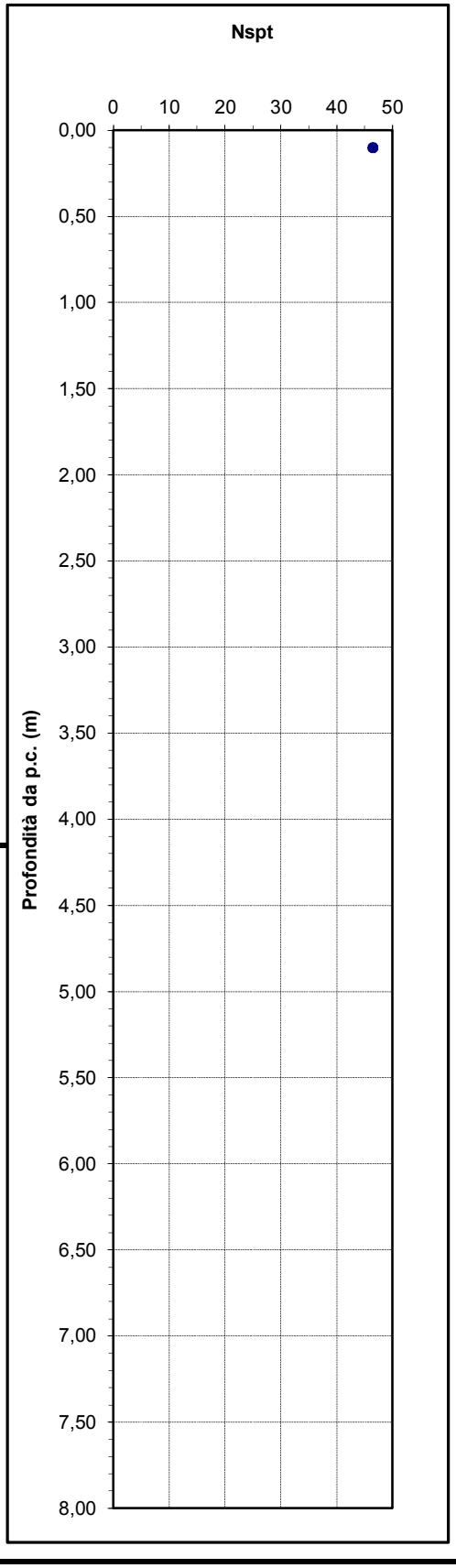
ALLEGATO 1

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

P2/a

- commitente:	Ing. Magnardini	- data:	26/10/17
- lavoro:	Nuovo impianto di cogenerazione	- quota inizio:	piano campagna
- località:	Via Emilia 21 - Pavia(PV)	- prof. falda:	non intercettata

Profondità da p.c.	N°10	Nspt	LITOLOGIA
m	*n° colpi*	*n° colpi*	
0,10	49	47	MATERIALE DI RIPORTO
0,20	RIFIUTO		
LEGENDA			
	ORIZZONTE A		
	ORIZZONTE B		
	SUB-ORIZZONTE B1		



ALLEGATO 1

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

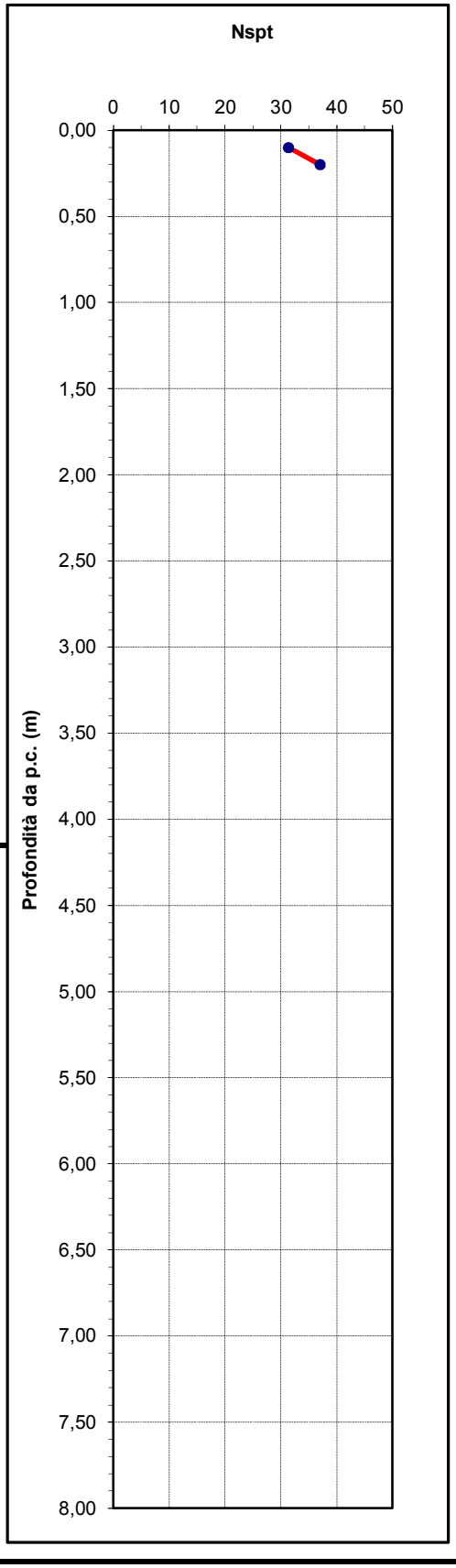
P2/b

- commitente:	Ing. Magnardini	- data:	26/10/17
- lavoro:	Nuovo impianto di cogenerazione	- quota inizio:	piano campagna
- località:	Via Emilia 21 - Pavia(PV)	- prof. falda:	non intercettata

Profondità da p.c.	N°10	Nspt	LITOLOGIA
m	*n° colpi*	*n° colpi*	
0,10	33	31	MATERIALE DI RIPORTO
0,20	39	37	
0,30	RIFIUTO		

LEGENDA

	ORIZZONTE A
	ORIZZONTE B
	SUB-ORIZZONTE B1



ALLEGATO 1

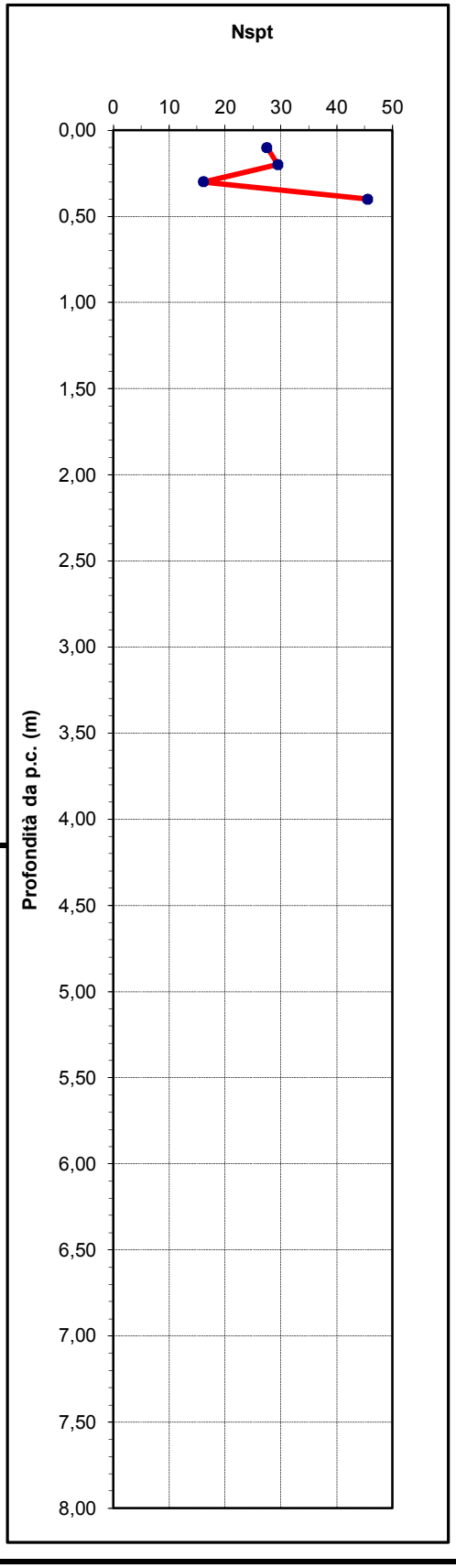
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

P2/c

- commitente:	Ing. Magnardini	- data:	26/10/17
- lavoro:	Nuovo impianto di cogenerazione	- quota inizio:	piano campagna
- località:	Via Emilia 21 - Pavia(PV)	- prof. falda:	non intercettata

Profondità da p.c.	N°10	Nspt	LITOLOGIA
m	*n° colpi*	*n° colpi*	
0,10	29	28	MATERIALE DI RIPORTO
0,20	31	29	
0,30	17	16	
0,40	48	46	
0,50	RIFIUTO		

LEGENDA	
	ORIZZONTE A
	ORIZZONTE B
	SUB-ORIZZONTE B1



ALLEGATO 1

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

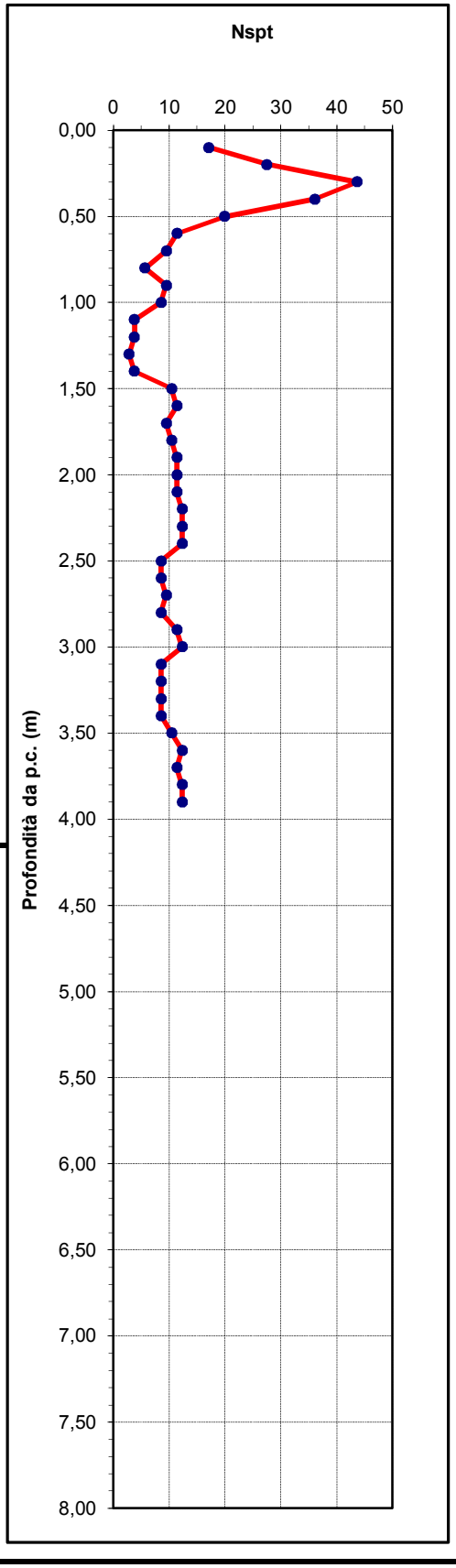
P2/d

- commitente:	Ing. Magnardini	- data:	26/10/17
- lavoro:	Nuovo impianto di cogenerazione	- quota inizio:	piano campagna
- località:	Via Emilia 21 - Pavia(PV)	- prof. falda:	non intercettata

Profondità da p.c.	N°10	Nspt	LITOLOGIA
m	*n° colpi*	*n° colpi*	
0,10	18	17	MATERIALE DI RIPORTO
0,20	29	28	
0,30	46	44	
0,40	38	36	
0,50	21	20	
0,60	12	11	SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE MEDIAMENTE ADDENSATE **(6<Nspt<11)**
0,70	10	10	
0,80	6	6	
0,90	10	10	
1,00	9	9	
1,10	4	4	SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE SCIOLTE **(3<Nspt<4)**
1,20	4	4	
1,30	3	3	
1,40	4	4	
1,50	11	10	SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE MEDIAMENTE ADDENSATE **(9<Nspt<13)**
1,60	12	11	
1,70	10	10	
1,80	11	10	
1,90	12	11	
2,00	12	11	
2,10	12	11	
2,20	13	12	
2,30	13	12	
2,40	13	12	
2,50	9	9	
2,60	9	9	
2,70	10	10	
2,80	9	9	
2,90	12	11	
3,00	13	12	
3,10	9	9	
3,20	9	9	
3,30	9	9	
3,40	9	9	
3,50	11	10	
3,60	13	12	
3,70	12	11	
3,80	13	12	
3,90	13	12	

LEGENDA

	ORIZZONTE A
	ORIZZONTE B
	SUB-ORIZZONTE B1



ALLEGATO 2
Risultati delle analisi MASW



Figura 1: Stendimento sismico con 12 geofoni



Figura 2: Ubicazione dello tendimento sismico all'interno dell'area su cui sorgerà l'impianto di cogenerazione

1 - Dati sperimentali

Numero di ricevitori.....24
Distanza tra i sensori: 1.5m
Numero di campioni temporali 2000
Passo temporale di acquisizione.....1ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi.....24
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a.....0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a 1999ms

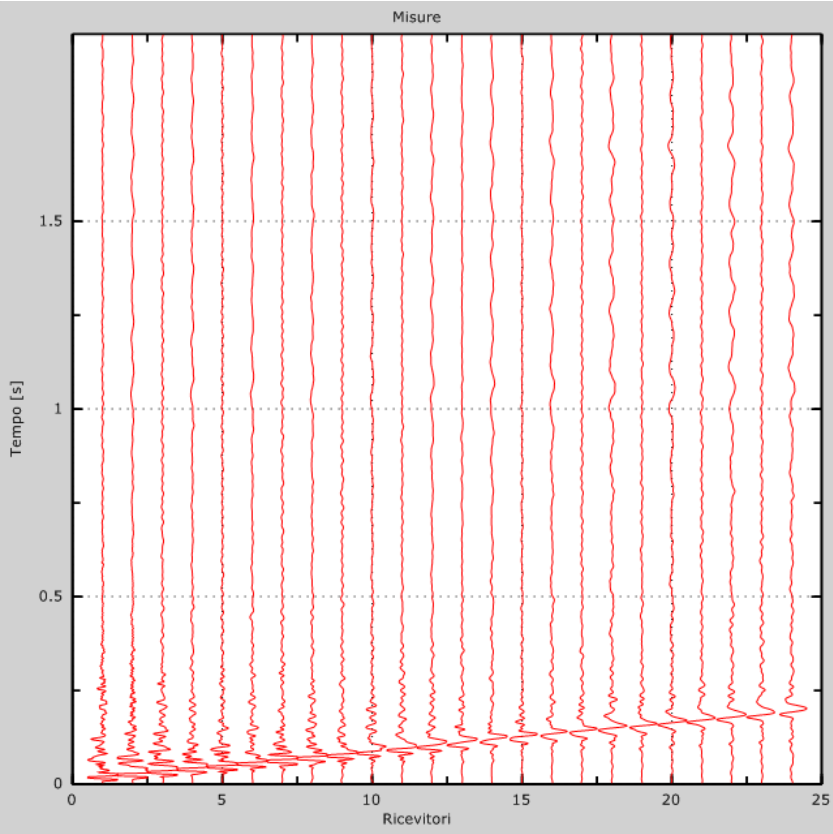


Figura 1: Tracce sperimentali

2 - Risultati delle analisi

Frequenza finale 70Hz
Frequenza iniziale 2Hz

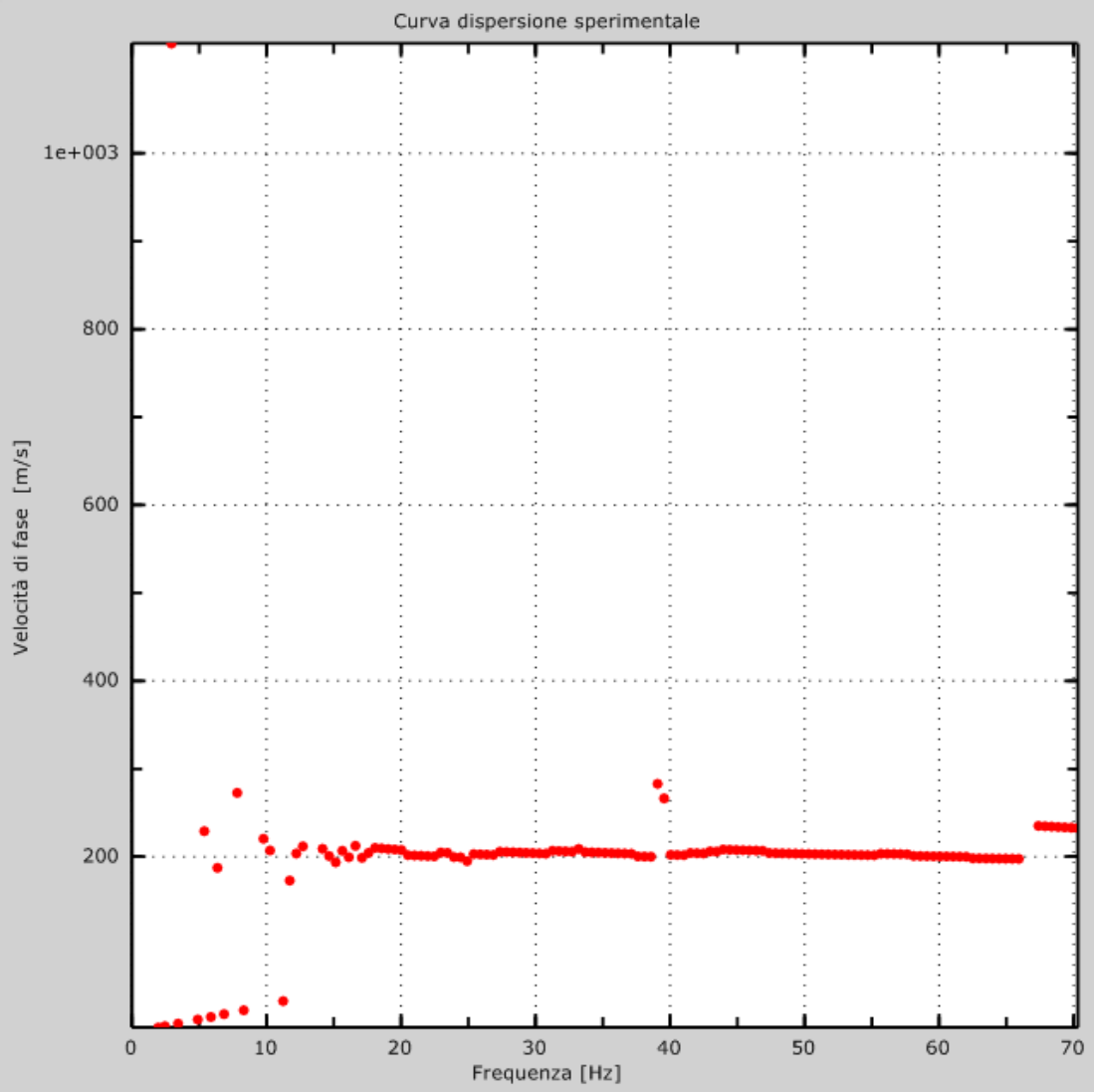


Figura 2: Curva dispersione sperimentale

3 - Risultati delle analisi (tecnica passiva)

Numero di ricevitori.....12
Numero di campioni temporali.....3.26787e-312
Passo temporale di acquisizione.....2ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi.....12
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a.....0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a 119998ms

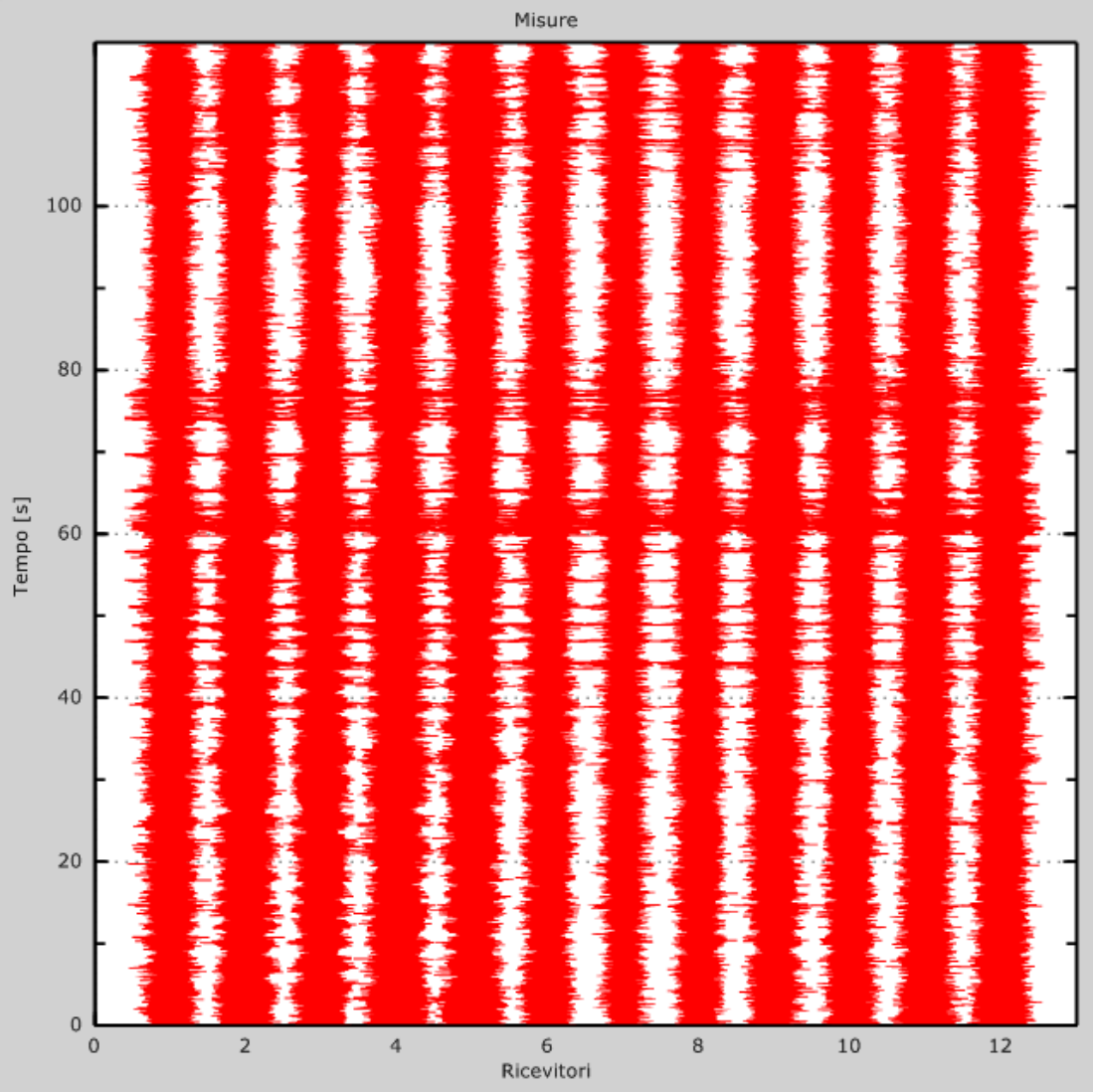


Figura 3: Tracce sperimentali

4 - Curva di dispersione

Tabella 1:Curva di dispersione

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]	V. fase min [m/s]	V. fase Max [m/s]
3.01193	287.312	241.763	332.861
5.39551	218.601	196.741	240.461
12.2803	205.027	184.524	225.53
19.165	208.78	187.902	229.658
26.0498	202.699	182.429	222.969
32.9346	207.326	186.593	228.058
43.2617	206.111	185.5	226.722
50.1465	203.34	183.006	223.674
57.0312	203.154	182.839	223.47
63.916	198.093	178.284	217.903
67.3584	213.272	191.945	234.6

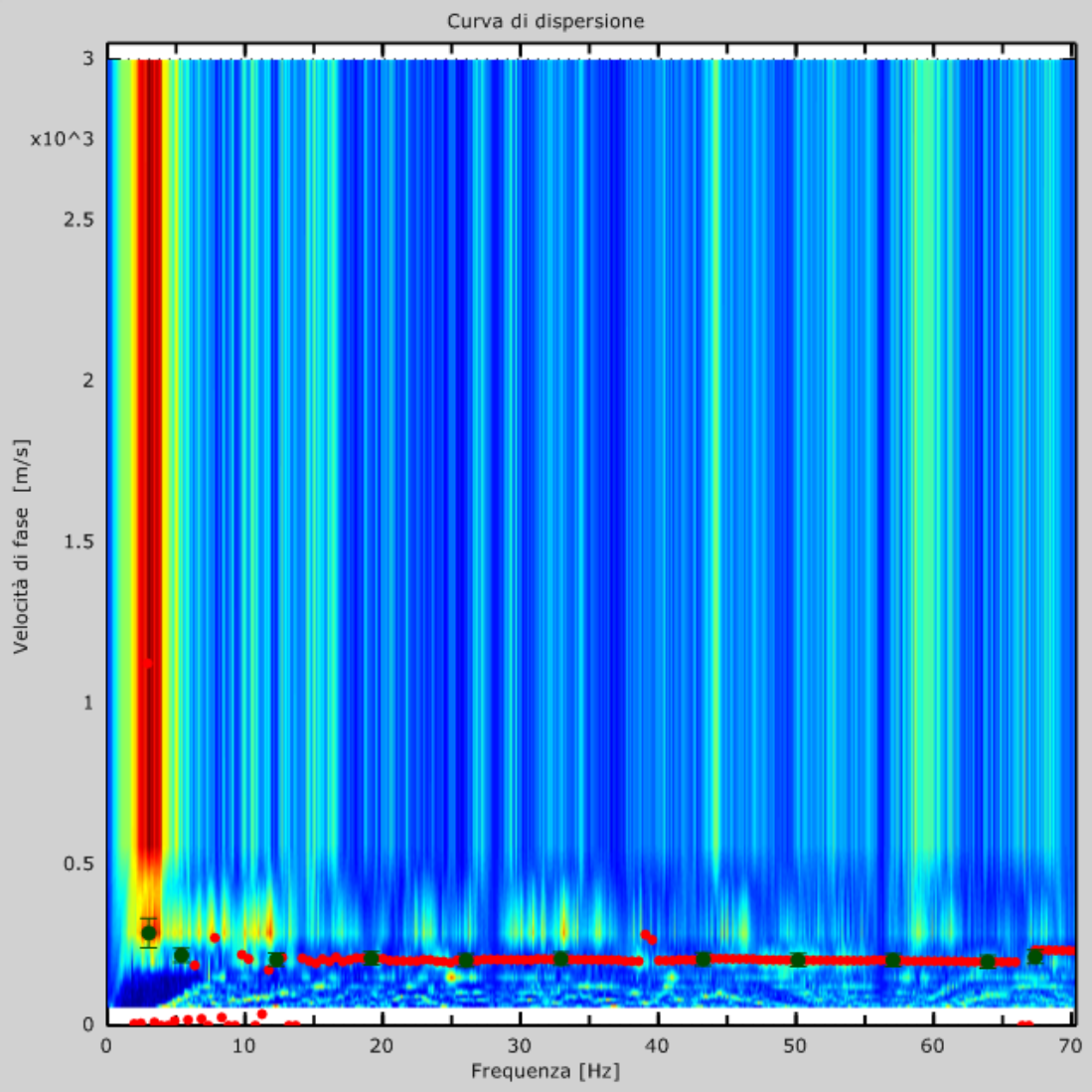


Figura 4: Curva di dispersione

5 - Profilo in sito

Numero di strati (escluso semispazio).....7
Spaziatura ricevitori [m] 1.5m
Numero ricevitori 24
Numero modi 1

Strato 1

h [m].....1
z [m] .....-1
Densità [kg/m^3].....1800
Poisson.....0.33
Vs fin.[m/s].....215

Strato 2

h [m].....3
z [m] .....-4
Densità [kg/m^3].....1800
Poisson.....0.33
Vs fin.[m/s].....215

Strato 3

h [m].....3
z [m] .....-7
Densità [kg/m^3].....1800
Poisson.....0.33
Vs fin.[m/s].....215

Strato 4

h [m].....4
z [m] .....-11
Densità [kg/m^3].....1800
Poisson.....0.48
Vs fin.[m/s].....215

Strato 5

h [m].....4
z [m] .....-15
Densità [kg/m^3].....1800
Poisson.....0.48

Vs fin.[m/s].....225

Strato 6

h [m].....5
z [m].....-20
Densità [kg/m^3].....1800
Poisson.....0.48
Vs fin.[m/s].....255

Strato 7

h [m].....0
z [m].....-oo
Densità [kg/m^3].....1800
Poisson.....0.48
Vs fin.[m/s].....300

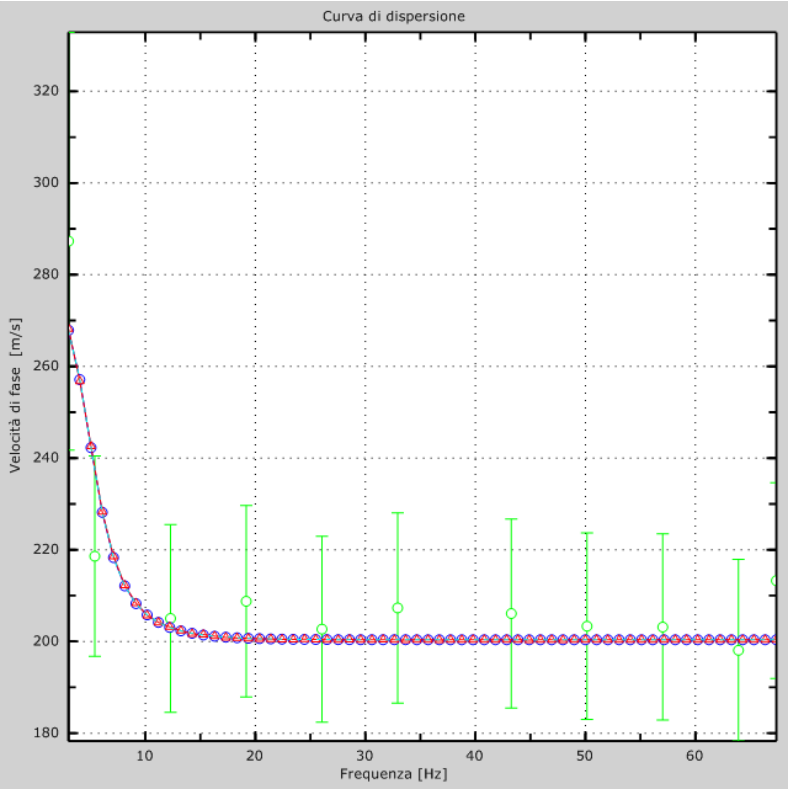


Figura 5: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigth (ciano), curva apparente(blu), curva numerica (rosso)

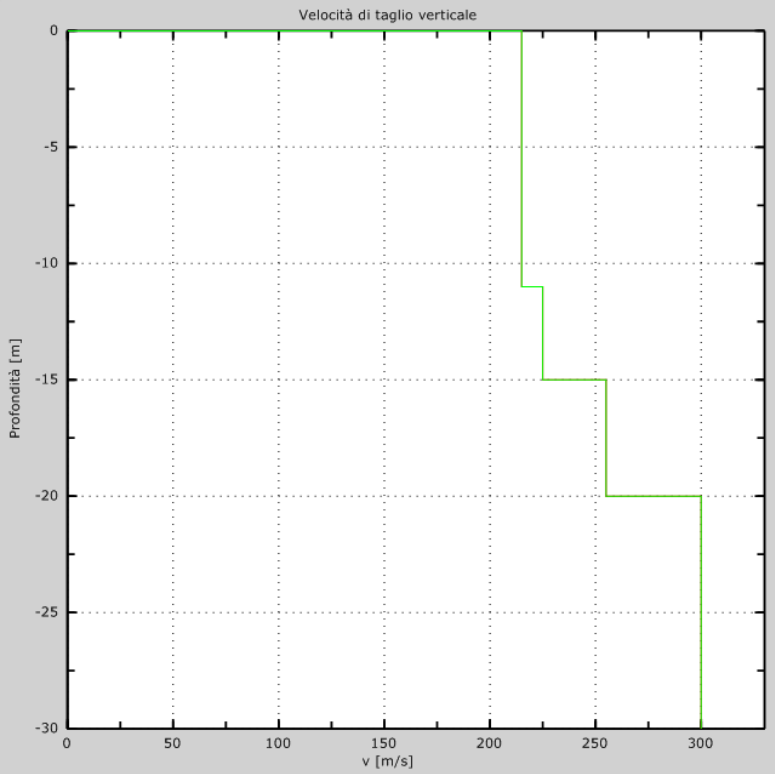


Figura 6: Velocità

6 - Risultati finali

Piano di riferimento z=0 [m] 0

Vs30 [m/s] 246

La normativa applicata è il DM 14 gennaio 2008

Il sito appartiene alle classi A, B, C, D, E o S1 (alluvionale, ghiaia, sabbia, limo, argilla, roccia).

Le caratteristiche meccaniche degli strati migliorano gradualmente con la profondità

Tipo di suolo C

ECOGIS
studio geologico associato

Gianluca Nascimbene
Giuseppe Zuffada

Sede legale e Uffici :
Via A. Moro, 5
27028 S. Martino Siccomario (PV)
Tel. 0382/1750334 - Fax 0382/1752557
Email : ecogis@ecogis.it
P.Iva/C.F. 02300900186

106

REGIONE: Lombardia

PROVINCIA: PAVIA

COMUNE: PAVIA

LOCALITA': VIA FERRATA 1

ALLESTIMENTO DI LABORATORI PER PROVE STRUTTURALI DINAMICHE — EUCENTRE 3



RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

A CURA DI:

Dott. Geol.
GIANLUCA NASCIMBENE

Iscritto all'Ordine dei Geologi della Lombardia N° 1076

DATA:
Settembre 2016

FONDAZIONE EUCENTRE

INDICE

1. PREMESSA 1

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO 2

2.1 ASPETTI GEOGRAFICI E GEOLITOLOGICI 2

2.2. IDROGRAFIA SOTTERRANEA 3

2.2.1. MOVIMENTI DELL'ACQUA NEL TERRENO 6

2.3 PERICOLOSITÀ E FATTIBILITÀ GEOLOGICA 9

3. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE 12

3.1 MISURA DELLA VS30 TRAMITE LA TECNICA CROSS-HOLE – INDAGINE PREGRESSA 16

3.2. ATTREZZATURE DI PROVA 17

3.2.1. SORGENTI 17

3.2.2. RICEVITORI 17

3.2.3. SISTEMA DI ACQUISIZIONE DATI 18

3.3 ANALISI DEI RISULTATI 18

3.4 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ SISMICA DELL'AREA (VERIFICA DI II LIVELLO) 22

3.5 PARAMETRI SISMICI 27

3.6 FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE 30

3.6.1 Analisi del rischio alla liquefazione – Suolo C 31

4 INDAGINI GEOTECNICHE PREGRESSE 35

4.1 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE 38

5 SCAVI 43

6. TERRE E ROCCE DA SCAVO 45

7. CONCLUSIONI 47

1. PREMESSA

La presente relazione geologico-sismica è stata redatta a supporto del progetto per l'allestimento del laboratorio per prove strutturali dinamiche di Eucentre 3 sito a Pavia in via Ferrata n. 1.

L'elaborato oltre ad illustrare l'assetto geologico, idrogeologico e sismico dei luoghi prende in considerazione anche i risultati di indagini geotecniche e sismiche pregresse, eseguite per l'edificazioni del complesso EUCENTRE – "Lavori di costruzione nuovo centro – relazione geotecnica (ottobre 2009)".

NORMATIVA NAZIONALE DI RIFERIMENTO

- ✓ **D.M.LL.PP. 11/03/88** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- ✓ **D.M. 9 Gennaio 1996** Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi
- ✓ **D.M.16 Gennaio 1996** Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- ✓ **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003**

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.05.2003)

- ✓ **Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003** Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003
- ✓ **OPCM 3 maggio 2005** Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche" (Ordinanza n. 3431)–(G.U.n.107del10 maggio2005–Suppl.Ord.n. 85)
- ✓ **D.M. 14 gennaio 2008** Nuove norme tecniche per le costruzioni 2008
- ✓ **Eurocodice 7** Progettazione geotecnica
- ✓ **Eurocodice 8** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- ✓ **D.g.r. 30 marzo 2016 - n. X/5001** Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

2.1 ASPETTI GEOGRAFICI E GEOLITOLOGICI

L'area oggetto d'indagine, è ubicata nella porzione orientale del centro abitato di Pavia, presso il Polo Cravino, ad una quota topografia di circa 82 m s.l.m. Il territorio analizzato è compreso nella sezione B7b4 della C.T.R a scala 1:10.000 e nella Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100000 nel Foglio n° 59"Pavia".

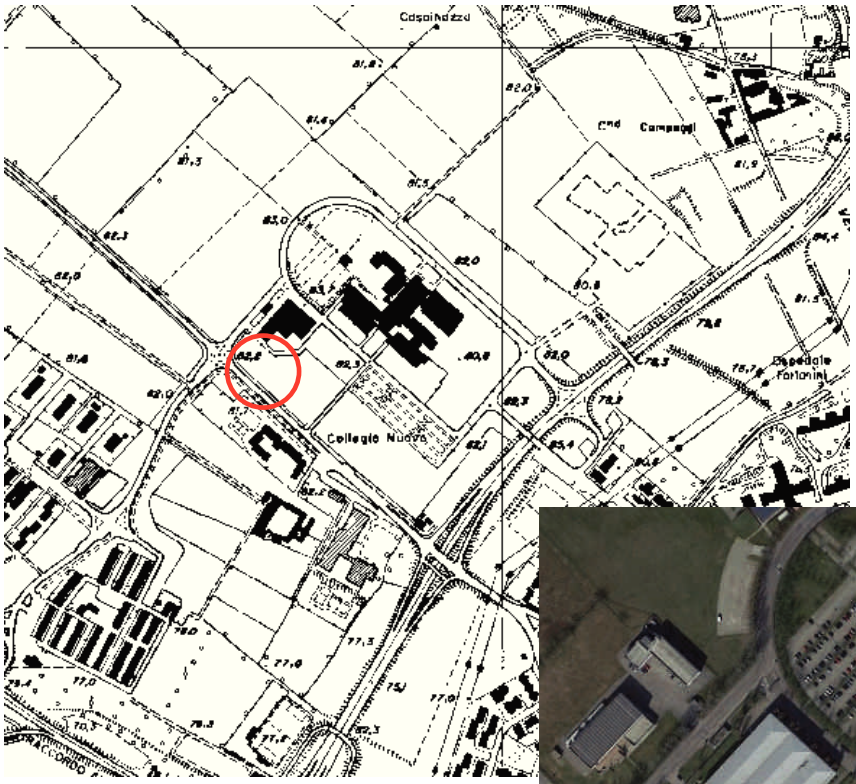


Fig.1 –Stralcio carta CTR 1:10000



Fig.2 - Immagine satellitare (Google Earth)

Dal punto di vista geologico i terreni appartengono al *Fluviale wurm* (Pleistocene sup.) ossia depositi del F. Po e dei suoi affluenti (F. Olona, F. Lambro merid. e F. Lambro) costituiti da una successione di materiali sabbiosi più o meno ricchi di intervalli ghiaiosi, inglobanti lenti, di varia estensione areale e potenza, di materiali limoso – argillosi.

Le coltri limose - argillose (da riferirsi a fasi di stanca della deposizione fluviale), costituiscono il tetto parzialmente impermeabile per il sottostante sistema idrogeologico a falde acquifere confinate. Tali depositi

sono attribuiti al "Piano generale Terrazzato" della pianura lombarda. I suddetti corsi d'acqua hanno successivamente modellato la pianura secondo una serie di terrazzamenti, lanche e stagni che ne costituiscono attualmente la caratteristica morfologica principale.



Fig. 3 – Carta geologica d'Italia – Foglio 56 "Pavia"

2.2. IDROGRAFIA SOTTERRANEA

Il sottosuolo della pianura pavese è costituito da sedimenti appartenenti al sistema deposizionale plio-pleistocenico padano; l'intera successione continentale raggiunge spessori variabili in funzione della presenza di morfostrutture sepolte, modellate nel basamento marino e localizzate in corrispondenza dei fronti di sovrascorrimento appenninici .

Dall'analisi dello schema riportato in figura 4 è possibile riconoscere a partire dalle unità litologica più vecchia la seguente successione :

- ✓ basamento sedimentario marino (Pliocene-Pleistocene inf.) costituito da marne argillose siltose ed argille siltose;
- ✓ sequenza di depositi continentali (Pleistocene medio-sup.-Olocene) così distinti:
  - o depositi di origine palustre-lacustre (corrispondenti al Villafranchiano) costituiti dall'alternanza di orizzonti limoso argillosi con ricorrenti livelli sabbiosi;

- depositi di origine fluviale (Pleistocene medio-sup.) per lo più costituiti da ghiaie e sabbie, a cui si intercalano orizzonti limosi e argillosi (materasso alluvionale)

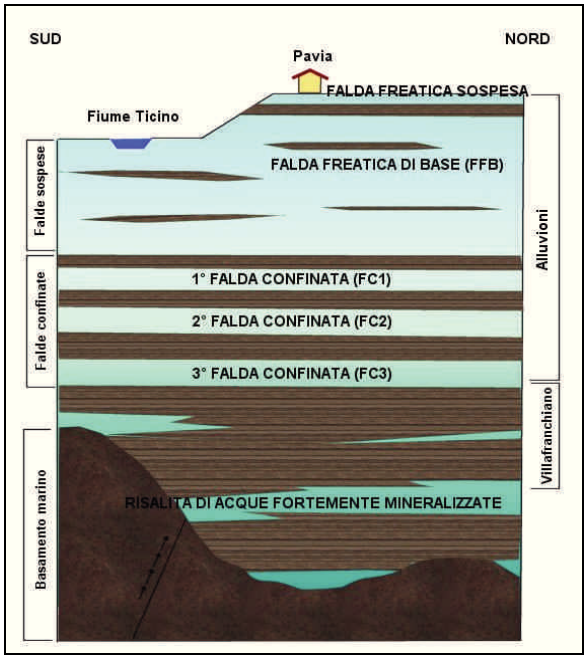


Fig. 4 – Schema delle unità idrogeologiche presenti nel sottosuolo di Pavia (tratto da Atti Ticinesi di Scienze della Terra – Vol. XL - Università idrogeologico delle falde – 1988)

Da un punto di vista idrodinamico si possono così contraddistinguere:

- il basamento marino caratterizzato da un comportamento per lo più impermeabile,
- il Villafranchiano contraddistinto da un regime artesiano condizionato dalle morfo-strutture sepolte.
- le alluvioni superficiali caratterizzate da una falda libera, con un livello piezometrico che si attesta a pochi metri di profondità dalla superficie topografica, e da diversi acquiferi via via più profondi a falda confinata. Il primo acquifero è caratterizzato dalla netta prevalenza di litotipi sabbiosi a cui si intercalano lenti argillose-limose di spessore ed estensione areale limitati.

Nella pianura pavese, all'interno del materasso alluvionale si possono distinguere una falda libera superficiale (falda freatica sospesa FFS, falda freatica di base FFB), la cui soggiacenza è prossima alla superficie topografica e, in profondità, un sistema sovrapposto di falde confinate (FC1 –FC2 –FC3). Nell'ambito del **primo acquifero** (a pelo libero) **(FFS)** sono spesso rilevabili falde sospese assai prossime al piano campagna che traggono la propria alimentazione dall'infiltrazione delle acque di precipitazione e, in particolar modo, dalle pratiche irrigue. La **falda freatica** di base **(FFB)** sottostante costituisce un serbatoio a livello regionale ma presenta un grado elevato di vulnerabilità per l'assenza di copertura a bassa conducibilità idraulica, quindi facilmente accessibile alle sostanze inquinanti. Nella fattispecie il corpo idrico insito nel materasso alluvionale, ad elevata permeabilità, risulta normalmente contraddistinto da un regime palesemente freatico, fatte eccezioni dovute a fenomeni di semiconfinamento legati alla presenza di un tetto argilloso. La locale presenza di discontinui livelli semipermeabili può provocare la stagionale formazione di ulteriori falde sospese a quote topografiche superiori a quella normalmente individuata. Le sequenze litologiche che caratterizzano gli acquiferi conseguono potenze di oltre 200 m e le perforazioni testimoniano

la presenza di almeno quattro falde sovrapposte con caratteristiche idrogeologiche peculiari dipendenti dal mezzo che le contiene. Circa l'alimentazione delle falde che permeano il sottosuolo di questa porzione di pianura si ritiene che l'apporto più consistente derivi da zone dell'alto milanese. La locale presenza di discontinui livelli semipermeabili soprastanti l'orizzonte che sostiene la prima falda libera può provocare la stagionale formazione di ulteriori falde "sospese" a quote topografiche superiori; mentre in alcuni casi la locale assenza dell'orizzonte sostenente la prima falda libera può portare alla scomparsa della falda stessa, che viene a trovarsi in diretta connessione con la seconda falda libera (falda libera principale) (Vd. Fig.9-10). L'area in esame si trova nella parte nord-occidentale dell'abitato di Pavia, l'andamento delle curve isopiezometriche evidenzia un senso di deflusso della falda più superficiale verso sud-ovest a causa dell'effetto drenante operato dal Fiume Ticino.

Per quel che concerne la posizione della falda freatica, i dati riportati dal sondaggio attrezzato con piezometro indicano quote variabili da 3.0 a 5.0 m dal piano campagna. Tuttavia, *dalla ricerca bibliografica e dai risultati di indagini pregresse in prossimità dell'area in esame, è stato individuato un livello acquifero superficiale alla profondità variabile nell'intervallo compreso tra - 1,30m e -2,00 m dal piano campagna.*

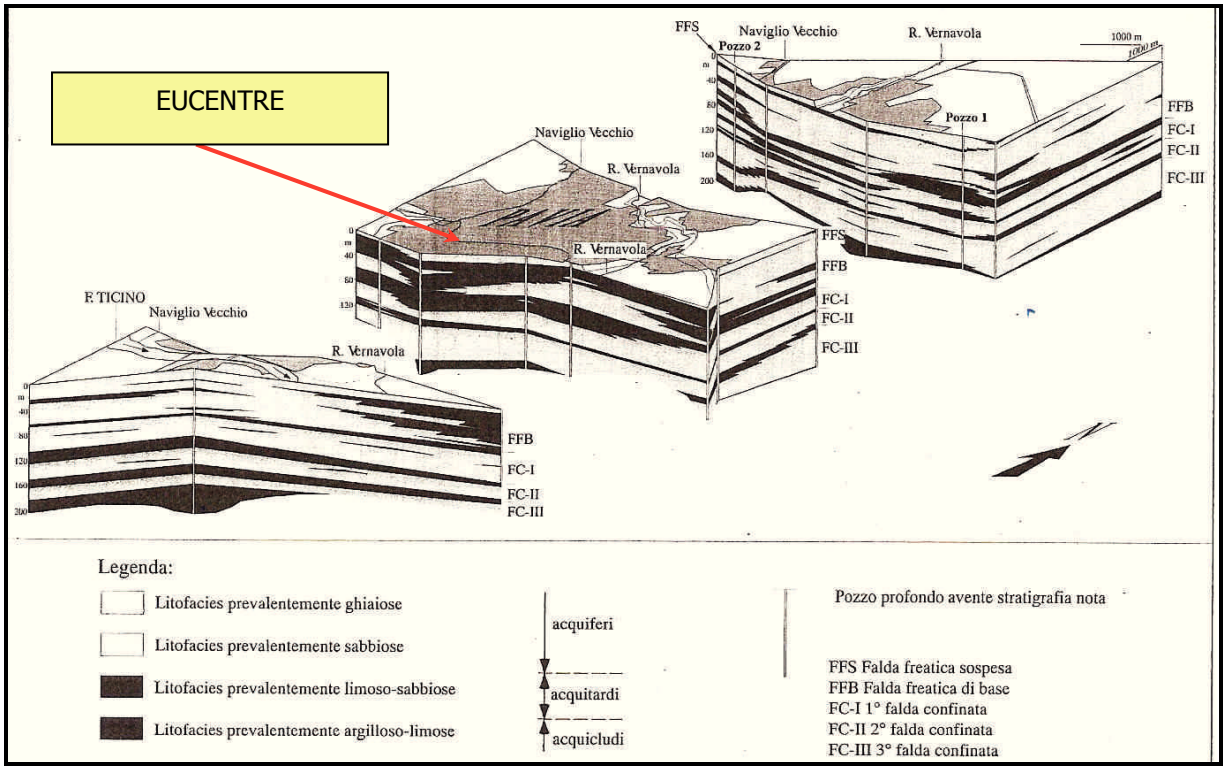


Fig. 5 - Blocco diagramma visualizzante l'assetto idrogeologico schematico del sottosuolo della città di Pavia (Pilla –Savarino, 1998)

Bisogna comunque sottolineare che le condizioni di soggiacenza e l'andamento delle curve isofreatiche subiscono oscillazioni sia stagionali sia periodiche dovute a diversi fattori quali precipitazioni, emungimenti, pratiche irrigue, cicli climatici e variazioni del livello idrometrico del Fiume Ticino.
Nel complesso gli effetti del regime fluviale si riflettono sulla piezometria con intensità decrescente allontanandosi dalle sponde fluviali ed in situazioni di piena, nelle aree più prossime al Fiume Ticino, si possono avere temporanei effetti di ricarica della falda da parte del fiume stesso.
L'area di studio, una successione litostratigrafica caratterizzata fino alla profondità di 70 m da p.c da una continua alternanza di sabbie ed argille, con livelli di materiale più grossolano (ghiaia e ghiaietto) associato alla componente sabbiosa.
In particolare dalla profondità di circa 20 m da p.c. fino alla profondità di circa 70 m è presente un orizzonte caratterizzato da litologie prevalenti sabbiose passanti a ghiaiose più in profondità che può rappresentare il primo livello sfruttabile (falda freatica di base) dell'acquifero multistrato che caratterizza il sottosuolo del territorio milanese –pavese.
Osservando le stratigrafie più profonde dei pozzi comunali di Pavia limitrofi all'area di studio è possibile osservare che a partire dalla profondità di circa 70-90 m e oltre, si evidenzia la presenza di alcuni diaframmi impermeabili (strati plurimetrici di argille) contraddistinti da una buona continuità laterale che separano le falde acquifere superficiali dalle falde acquifere profonde captate per scopi idropotabili.

2.2.1. MOVIMENTI DELL'ACQUA NEL TERRENO

La definizione esatta nello spazio della circolazione sotterranea delle acque di infiltrazione efficace è molto complessa e può essere sintetizzata secondo due tipologie di movimento principali:

- ✓ *sub-orizzontali* : sono legati al moto di deflusso delle acque della falda, hanno direzione di flusso prevalentemente orizzontale dalle zone di alimentazione alle zone di recapito o emergenza
- ✓ *sub-verticali* : assumono una direzione essenzialmente verticale ed un verso che può essere di tipo discendente durante il moto di percolazione verso la falda, ascendente nelle fasi di risalita capillare o misto durante le oscillazioni del livello piezometrico, con alternanze di movimenti ascendenti e discendenti.

La percolazione verso la falda è quel processo attraverso il quale le acque di infiltrazione efficace sotto l'azione della forza di gravità si muovono verso il basso attraverso i meati intercomunicanti del terreno (roccia, substrato roccioso, sedimenti di copertura ecc.) lungo percorsi più o meno lunghi e articolati.
La velocità del movimento verso la falda è in funzione del diametro dei meati e del tipo di comunicazione esistenti tra loro, infatti si può osservare come a parità di quantità di acqua defluente attraverso una data sezione di terreno (acquifero) nell'unità di tempo e a parità di altri fattori condizionanti, le resistenze dovute all'attrito tra le particelle e l'acqua sono inversamente proporzionali alla dimensione dei meati, con un progressivo aumento della velocità con l'aumentare delle dimensioni dei vuoti intergranulari.
Al contrario l' ascensione capillare anch'essa funzione del diametro dei vuoti, è massima nei terreni con meati di piccolo diametro (limi e argille), nei quali le forze di adesione che si generano tra ogni singola molecola d'acqua e quelle adiacenti poste entro un dato raggio d'influenza sono più elevate rispetto a quanto succede nei vuoti di grosso diametro (sabbie e ghiaie).
La seguente tabella fornisce indicazione di carattere qualitativo sulle altezze di risalita capillare per diversi tipi di terreni omogenei (Silin Beckurin, 1958).

Litologia	Risalita capillare (cm)
Sabbia grossolana	2 ÷ 5
Sabbia	12 ÷ 35
Sabbia fine	35 ÷ 70
Limo	70 ÷ 150
Argilla	150 ÷ 400

Tabella 1 – Altezze di risalita capillare per diversi tipi di terreno

Dall'analisi della tabella precedente risulta che il terreno individuato al piano di posa delle fondazioni dei fabbricati in esame (sabbia limosa), permette una risalita capillare dell'acqua dell'ordine di circa 35 ÷ 70 cm dal livello superficiale della falda freatica.
Le oscillazioni del livello piezometrico nel tempo sono continue, anche se a volte possono risultare impercettibili e sono regolate sia da cause naturali, sia da cause artificiali.
Le condizioni climatiche padane sono sostanzialmente di tipo continentale, con inverni rigidi ed estati calde, elevata umidità specie nelle zone con più ricca idrografia, nebbie frequenti specie in inverno, piogge piuttosto limitate e relativamente ben distribuite durante tutto l'anno; la ventosità è ridotta e frequenti sono gli episodi temporaleschi estivi.
In generale si constata che la quantità di pioggia che cade in questa stagione è superiore a quella invernale anche se più irregolarmente distribuita.
In autunno il clima è caratterizzato dall'ingresso sull'area padana di intense perturbazioni e le piogge che ne derivano sono in genere di rilevante entità.

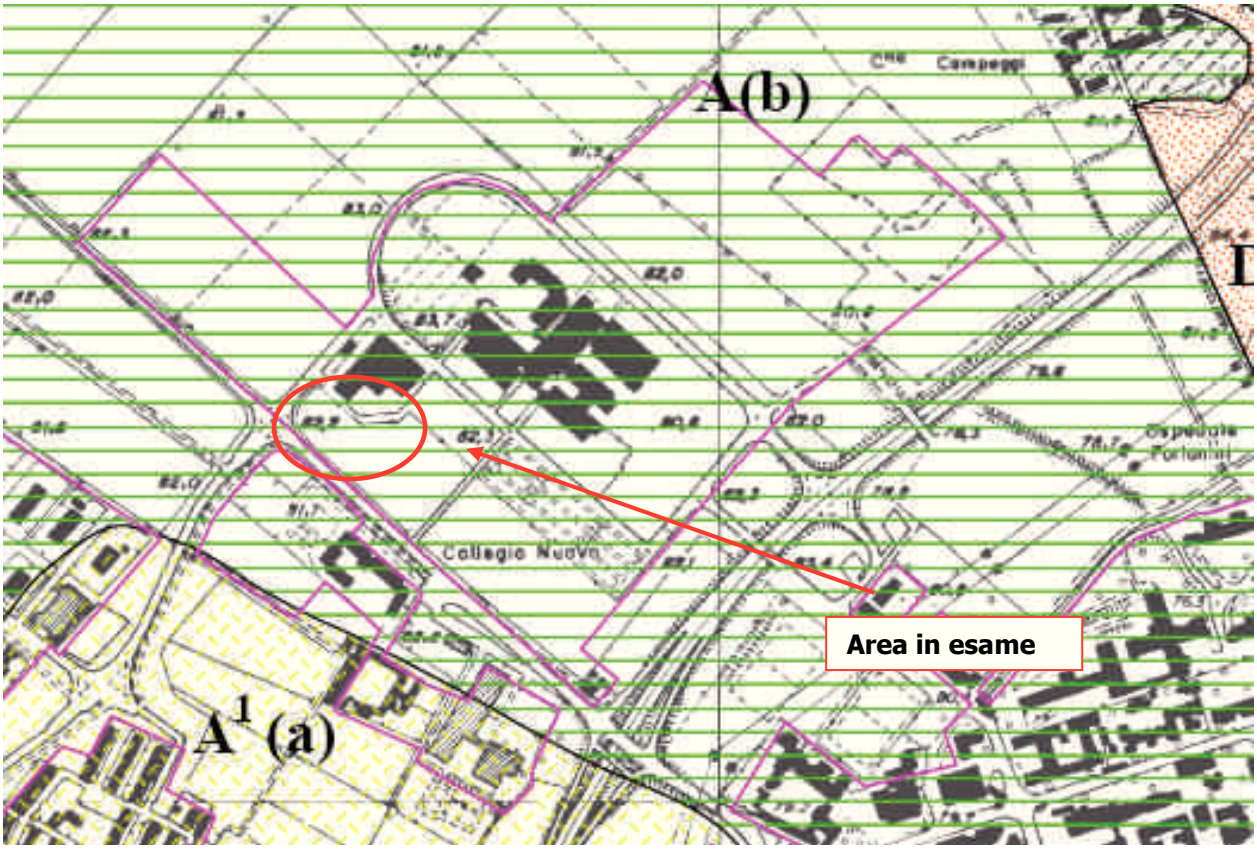
In complesso la distribuzione annuale delle precipitazioni nell'area a clima padano presenta due massimi, uno principale in autunno (intorno ad ottobre-novembre) ed uno secondario in primavera (intorno a maggio - giugno).

Tra le prime la principale è indubbiamente da ricercare negli apporti idrici dovuti alle precipitazioni atmosferiche, in secondo luogo vanno citate anche la variazione della pressione atmosferica, le maree, i rapporti idrogeologici con i livelli dei fiumi e dei laghi e, come causa accidentale, anche i terremoti.

Le più importanti variazioni dovute a cause artificiali sono attribuibili all'utilizzazione delle falde da parte dell'uomo (per uso umano, agricolo, industriale), nella ricarica artificiale delle stesse.

2.3 PERICOLOSITÀ E FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Dall'analisi dello studio geologico redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T. del Comune di Pavia, risulta che l'area in esame ricade all'interno della ***classe 1 sottoclasse A(b)***, fattibilità senza particolari limitazioni.



A(b)
A(c)
B(b)

CLASSE 1 - FATTIBILITÀ SENZA PARTICOLARI LIMITAZIONI: in questa classe ricadono le aree nelle quali gli studi non hanno individuato specifiche controindicazioni di carattere geologico all'urbanizzazione ed alla edificabilità. Si tratta in particolare di aree (unità $A_{(b)}$, $A_{(c)}$, $B_{(b)}$) subpianeggianti, non inondabili, generalmente contraddistinte da soddisfacenti caratteristiche geotecniche del substrato di fondazione e normalmente con assenza di significative interferenze tra falda e primo sottosuolo, da verificare in ogni caso a livello puntuale in fase progettuale. L'edificazione risulta pertanto in genere attuabile senza particolari problemi di ordine geologico-tecnico. Solo localmente sono presenti vincoli non severi, essenzialmente dovuti ad eterogeneità latero-verticali delle caratteristiche geomeccaniche del substrato di fondazione con locale presenza nell'immediato sottosuolo di orizzonti dotati di scadenti caratteristiche geotecniche; tali vincoli possono comunque essere individuati con precisione attraverso l'esecuzione di puntuali ed opportune indagini geognostiche e superabili generalmente con l'adozione di normali accorgimenti costruttivi. In questa classe di fattibilità, gli studi geologici e geotecnici da redigere ai sensi del D.M. 11/03/1988 dovranno essere in particolare finalizzati alla definizione della profondità, morfologia e consistenza del substrato, previa esecuzione di idonee indagini geognostiche (per la buona parte dei casi di interventi di mole non rilevante potrà essere anche sufficiente una caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica speditiva mediante l'apertura di trincee esplorative con escavatore meccanico, eventualmente da integrare successivamente con indagini più profonde, quali sondaggi e prove penetrometriche, nel caso in cui le trincee fornissero esiti sfavorevoli o insufficienti). Le indagini geologiche e geotecniche dovranno in ogni caso consentire la definizione della locale situazione idrogeologica (in particolare: posizione e fascia di oscillazione della falda) e dei parametri geomeccanici caratteristici, da utilizzare per il corretto dimensionamento delle strutture fondazionali, con verifiche geotecniche finalizzate al calcolo della capacità portante e dei cedimenti in relazione ai carichi di progetto. Per le fasce prospicienti gli orli di scarpata che delimitano i ripiani, le verifiche geotecniche dovranno altresì dimostrare che gli interventi previsti non muteranno in senso peggiorativo la situazione geostatica esistente.

Fig.6 - Stralcio di "Carta della fattibilità geologica" - studio geologico redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T. di Pavia



A(a) **MORFOLOGIA** : ripiani impostati su depositi alluvionali del "Fluviale recente" (Piano Generale Terrazzato della pianura lombarda), sopraelevati di almeno 10 ÷ 24 m rispetto agli alvei attivi.

A^1(a) **LITOLOGIA** : sono costituiti prevalentemente da sabbie (spesso alterate in superficie) con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni a diversa profondità di limi e limi argillosi. Le informazioni geognostiche disponibili consentono la delimitazione sommaria delle zone ove tali intercalazioni sono generalmente presenti: dalla profondità di 2,5 ÷ 5 m alla profondità di 6 ÷ 8 m dal piano campagna ($A^1_{(a)}$); superficialmente, fino a 3,5 ÷ 5,5 m dal piano campagna ($A^2_{(a)}$).

A^2(a)

A(b)

A(c) **IDROGEOLOGIA** : è generalmente presente una prima falda sospesa rispetto alla falda principale, a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche e idrogeologiche locali; la superficie di tale falda sospesa è generalmente ubicata, in condizioni normali, alle seguenti profondità: 2 ÷ 4 m dal piano campagna o stagionalmente prossima alla superficie ($A_{(a)}$); 5 ÷ 6 m dal piano campagna con escursioni stagionali fino a 3 ÷ 4 m dal piano campagna ($A_{(b)}$); maggiore o uguale a 6 m ($A_{(c)}$). La permeabilità e la vulnerabilità della porzione superficiale della successione sono relativamente elevate. Per ulteriori informazioni si rimanda alla TAV. 3.

IDRAULICA : aree non inondabili.

Fig.7 - Stralcio di "Carta geomorfologica" - studio geologico redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T.

Dal punto di vista geomorfologico l'area in esame è caratterizzata da :

MORFOLOGIA : ripiani impostati su depositi alluvionali del "Fluviale recente" (Piano Generale Terrazzato della pianura lombarda), sopraelevati di almeno 10 ÷ 24 m rispetto agli alvei attivi.

LITOLOGIA : sono costituiti prevalentemente da sabbie (spesso alterate in superficie) con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni a diversa profondità di limi e limi argillosi.

Le informazioni geognostiche disponibili consentono la delimitazione sommaria delle zone ove tali intercalazioni sono generalmente presenti: dalla profondità di 2,5 ÷ 5 m alla profondità di 6÷8 m dal p.c. (**A1(a)**); superficialmente, fino a 3,5 ÷ 5,5 m dal p.c. (**A2(a)**).

IDROGEOLOGIA : è generalmente presente una prima falda sospesa rispetto alla falda principale, a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche e idrogeologiche locali; la superficie di tale falda sospesa è generalmente ubicata, in condizioni normali, alle seguenti profondità: 2 ÷ 4 m dal p.c. o stagionalmente prossima alla superficie (**A(a))**; 5 ÷ 6 m dal p.c. con escursioni stagionali fino a 3 ÷ 4 m dal p.c. (**A(b)**); maggiore o uguale a 6 m **(A (c)**).

La permeabilità e la vulnerabilità della porzione superficiale della successione sono relativamente elevate.

IDRAULICA : aree non inondabili.

Si riporta di seguito lo schema litostratigrafico caratteristiche dell'unità litologica indagata (unità A(b)):

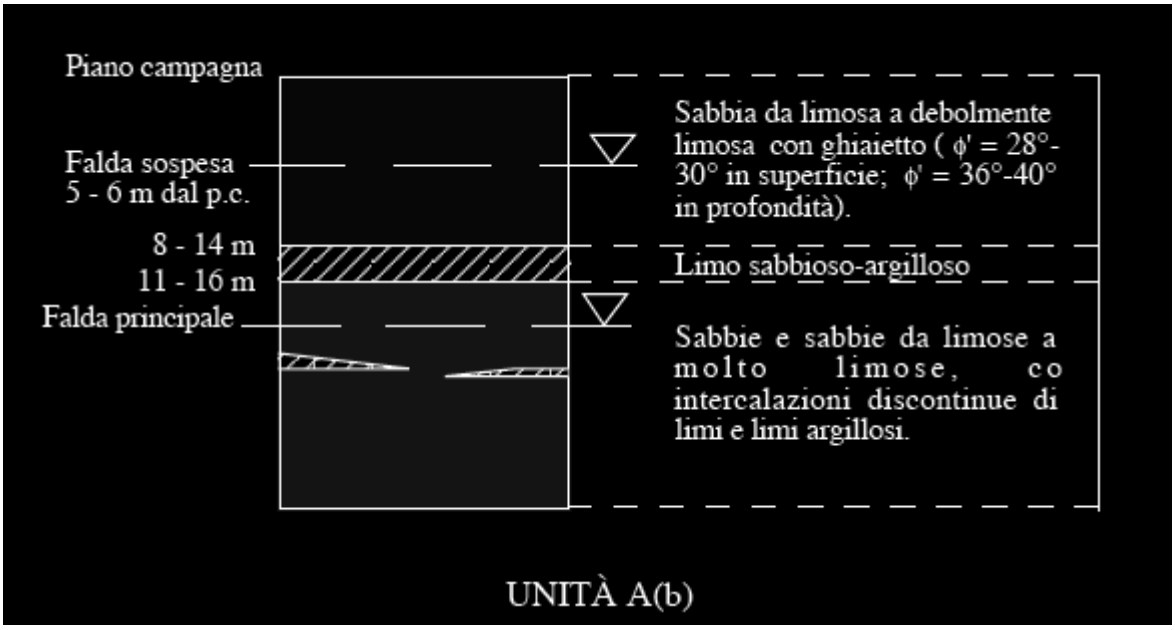


Fig.8 - Schemi indicativi delle caratteristiche litostratigrafiche, idrogeologiche e geotecniche delle singole unità idro - geo – morfologiche (studio geologico redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T.**)**

3. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE

La normativa sismica (D.M. 16 Gennaio 1996) in Italia, anteriormente al Marzo 2003 suddivideva il territorio nazionale in tre categorie di pericolosità (elevata, media e bassa). Per ciascuna categoria sono assegnati un grado di sismicità (S) ed un coefficiente di intensità sismica (C=(S-2)/100). Lo spettro di progetto Sa(T) si ottiene moltiplicando il coefficiente C (pari a 0.10g - 0.07g -0.04g in ordine decrescente di pericolosità sismica) per una forma spettrale R(T) indipendente dalle condizioni del sottosuolo. Queste normative sismiche non tengono conto del ruolo del terreno sulla modifica di forme ed ordinate spettrali, se non con la moltiplicazione dello spettro per il coefficiente di fondazione e che di regola è unitario, salvo che per "terreni particolarmente compressibili" per i quali si consiglia di incrementare e fino a 1.3.

Si specifica che a seguito della D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", il Comune di Pavia è passato dalla "classe sismica 4" alla "classe sismica 3". In base a tale legge, entrata in vigore definitivamente dal 10 Aprile 2016, non è più possibile svolgere le verifiche geotecniche utilizzando le tensioni ammissibili, ma di fatto, in accordo con il D.M. 14 gennaio 2008, esse dovranno essere condotte agli stati limite.

In ogni caso la normativa sismica ed i parametri relativi a ciascun territorio risultano in veloce e continua revisione, soprattutto nell'ambito della convenzione tra INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) e DPC (Dipartimento Protezione Civile) che prevede l'assistenza per il completamento e la gestione della "mappa di pericolosità sismica" prevista dall'OPCM 3274.

Già l'Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06 fornisce una revisione dei valori di ag sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di **PAVIA** nella sottozona caratterizzata da valori di ag compresi tra 0.050 e 0.075 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

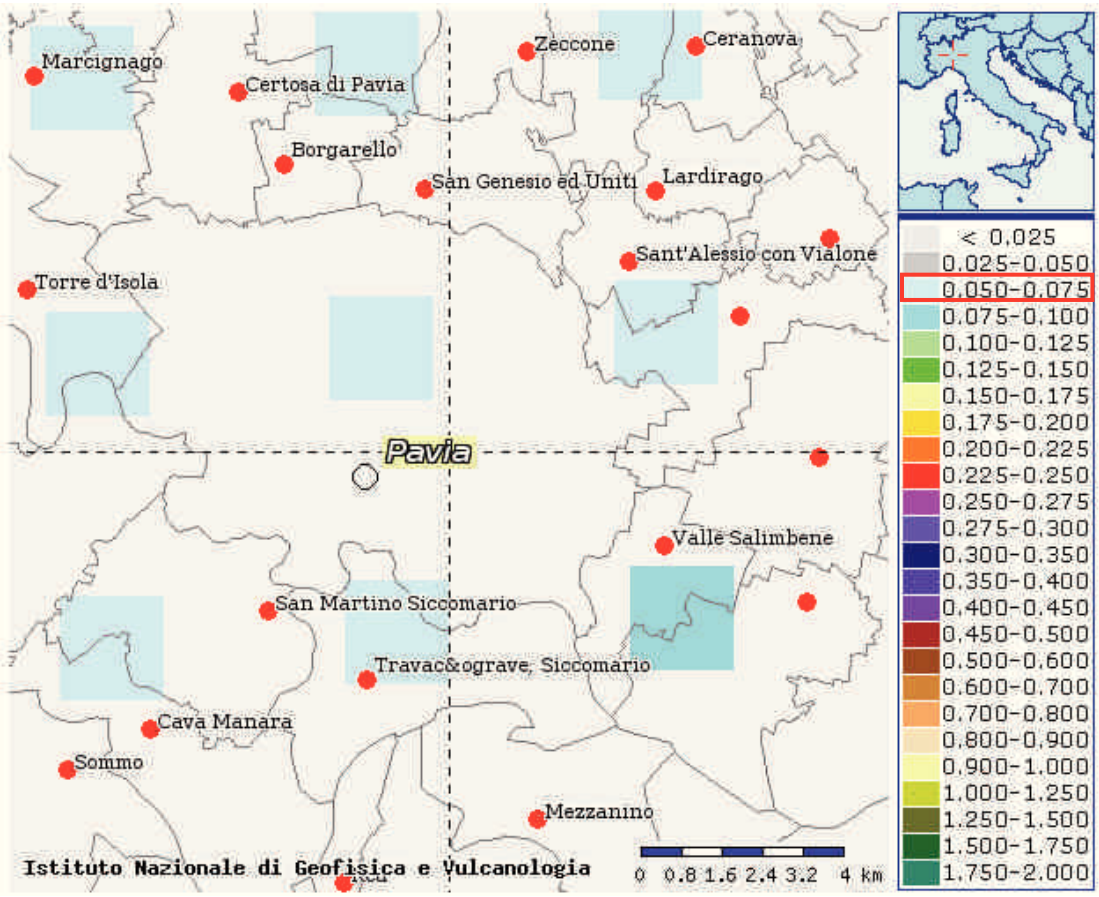


Fig. 9 – Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa. La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n°8/7374 del 28/05/2008 (punto 1.4.3) che "*la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'OPCM 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria*" e specifica altresì che "*ai sensi del D.M. 14/01/2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'All. B al citato D.M.*". I dati riportati nell'All.B del D.M. 14/01/2008 coincidono per lo più con quelli riportati nell'Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l'utilizzo di programmi applicativi.

Nelle definizioni precedenti Vs,30 è la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità.

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad [m/s]$$

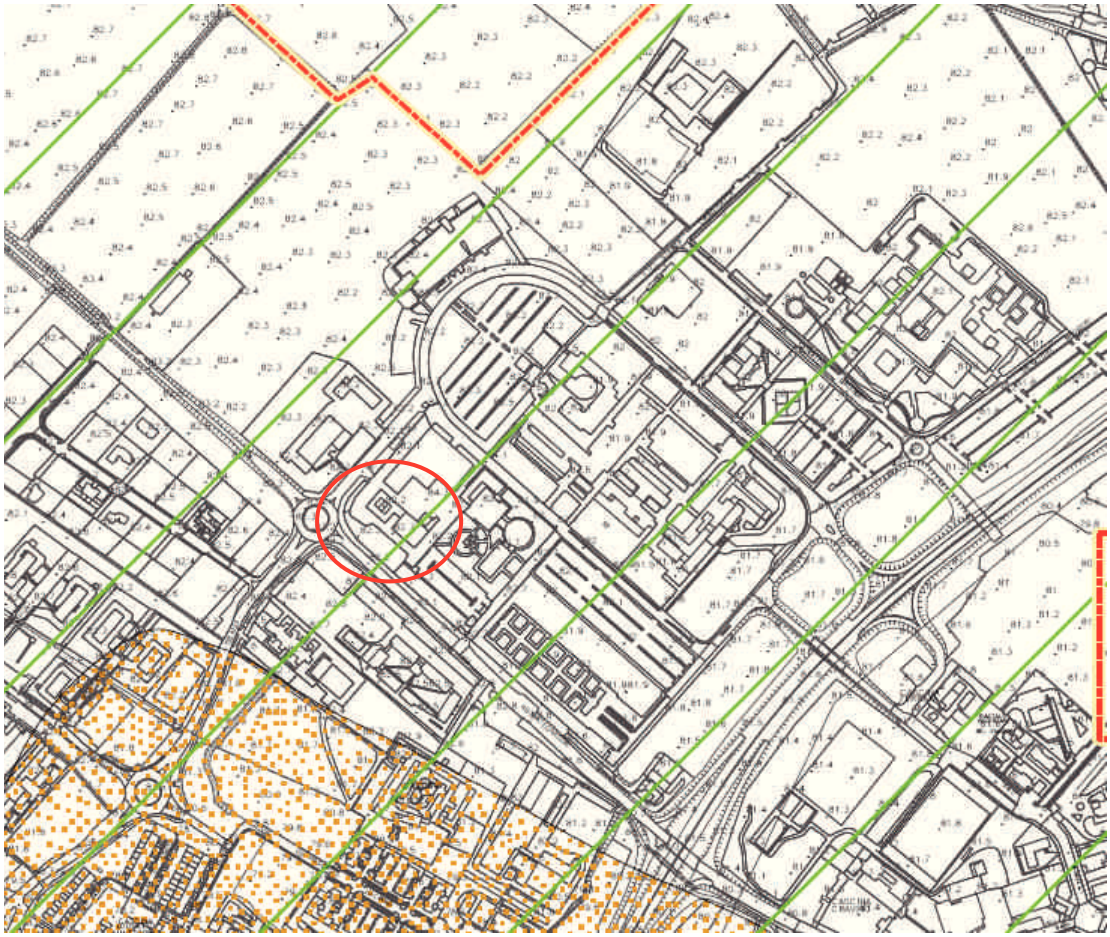
h_i = spessore in metri dello strato i-esimo
V_i = velocità dell'onda di taglio i-esima
N = numero di strati

Secondo tale ordinanza, ai fini della definizione dell' azione sismica di progetto, sono definite 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

Suolo	**Descrizione**	**$V_{S,30}$ (m/s)**	**$C_{u,30}$ (kPa)** (terreni a grana fine)	**N_{spt30}** (terreni a grana grossa)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m	$V_{S,30} > 800$		
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 un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$360 < V_{S,30} < 800$	$C_{u,30} > 250$	$N_{spt,30} > 50$
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$180 < V_{S,30} < 360$	$70 < C_{u,30} < 250$	$15 < N_{spt,30} < 50$
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$V_{S,30} < 180$	$C_{u,30} < 70$	$N_{spt,30} < 15$
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento	$V_{S,30} > 800$		
S1	Depositi di terreni che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche	$V_{S,30} < 100$ m/s	$10 < C_{u,30} < 20$	
S2	Depositi di terreni suscettibili a liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti			

Tabella 2 - Categorie di sottosuolo

Dal punto di vista degli scenari di pericolosità sismica locale, l'area, come tutto il territorio comunale, ricade all'interno dello scenario Z4a "Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali".



Z4a. Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni litologiche e geometriche (tutto il territorio comunale ricade in questa zona).

Fig. 10 – Carta di pericolosità sismica locale

Per la corretta definizione delle Vs30 è stata elaborata un'indagine sismica pregressa caratterizzata da una prova geofisica di tipo "cross-hole" specificatamente finalizzata alla determinazione dei profili di velocità delle onde trasversali (VS) e longitudinali (VP) e spinta fino alla profondità di circa 25 m.

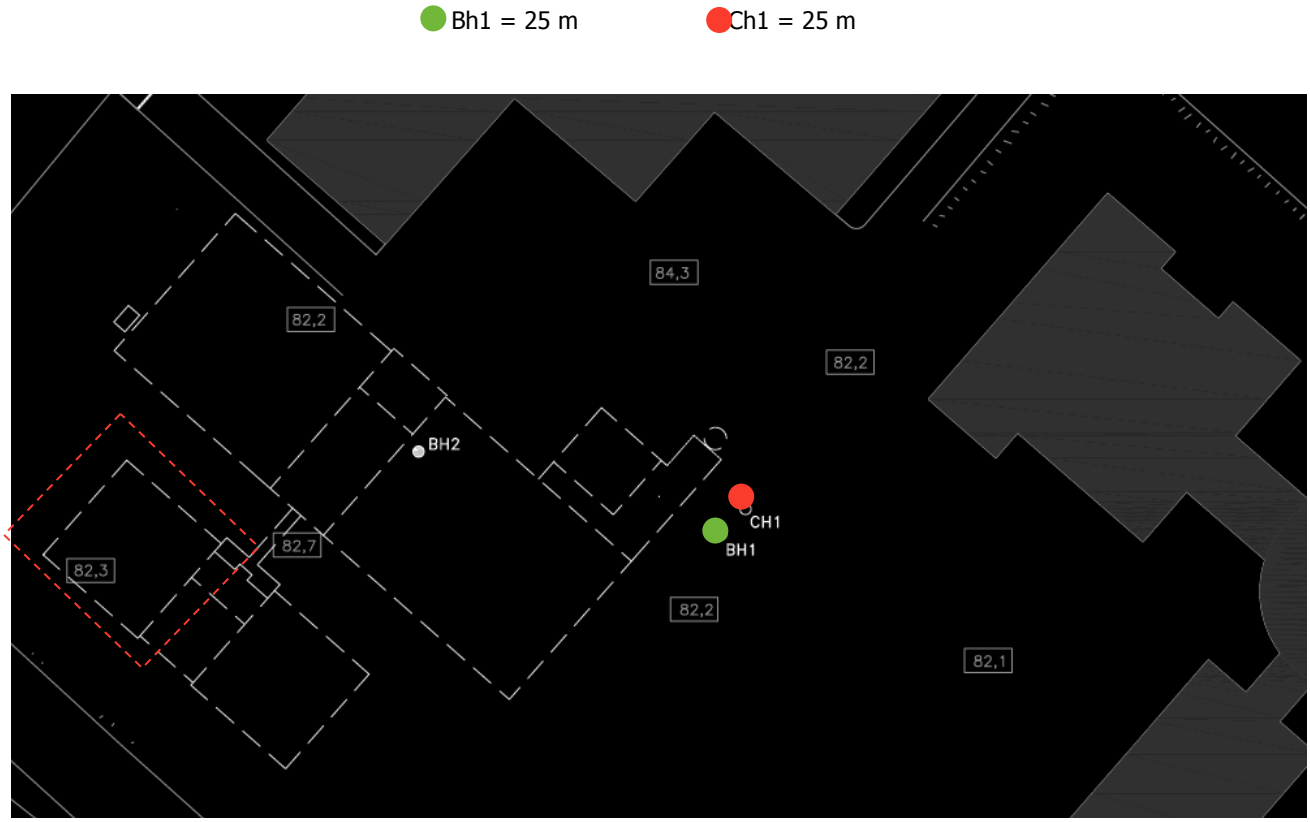


Fig. 11 – Planimetria dell'area con l'ubicazione dei due sondaggi dove è stato eseguito il cross-hole. In rosso il laboratorio oggetto di opere di allestimento

3.1 MISURA DELLA VS30 TRAMITE LA TECNICA CROSS-HOLE – INDAGINE PREGRESSA

I rilievi geofisici di cross-hole consistono in una serie di misure, a varie profondita', dei tempi di propagazione delle onde elastiche longitudinali (onde P) e trasversali (onde S) tra due perforazioni su percorsi orizzontali. Essendo nota la distanza fra il trasmettitore ed il ricevitore si calcolano le velocita' delle onde longitudinali (Vp) e trasversali (Vs) e si rappresentano i risultati sotto forma di diagrammi di velocita' in funzione della profondita'. Si dispone cosi' dell'andamento di grandezze (velocita' delle onde P ed S) che sono in relazione con le caratteristiche elastiche del materiale investigato. Infatti, indicando con Vp e Vs rispettivamente la velocita' delle onde longitudinali e trasversali, con Ed il modulo elastico longitudinale dinamico del materiale, con Gd il modulo elastico trasversale dinamico, con ρ la massa volumica del materiale e con vd il coefficiente di Poisson dinamico, si ha:

$$\upsilon_d = \frac{\left(\frac{Vp}{Vs}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{Vp}{Vs}\right)^2 - 2}$$

$$Ed = Vp^2 \rho \frac{(1+\upsilon_d)(1-2\upsilon_d)}{(1-\upsilon_d)}$$

$$G_d = Vs^2 \rho$$

I due rilievi per le onde S e le onde P, vengono effettuati separatamente, impiegando in tempi successivi un generatore elettrodinamico di onde S (GEOS) ed un generatore di onde P del tipo a scintilla. Essi vengono calati in una delle due perforazioni; nell'altro foro viene calato un ricevitore. Per ricevere le onde S si impiega un geofono, per le onde P un idrofono.

3.2. ATTREZZATURE DI PROVA

3.2.1. SORGENTI

Per l'esecuzione della prova, al fine di generare impulsi ricchi del tipo di onde per le quali si voleva determinare la velocità di propagazione, sono state impiegate tre differenti sorgenti d'energia tutte di produzione ISMES, ampiamente sperimentate nel corso di oltre venti anni di attività nell'esecuzione di prove Cross-Hole.

La generazione delle onde P è avvenuta mediante l'impiego di un generatore a scintilla; tale strumento sfrutta l'energia esplosiva generata da una scintilla che scocca tra due elettrodi in una soluzione satura di cloruro di sodio in acqua. Essa origina un'onda di pressione che, attraverso l'acqua contenuta nel foro, viene trasmessa al terreno.

Per la generazione di onde S_V é stato utilizzato un trasduttore GEOS (#1), che viene vincolato tramite un sistema di aggancio pneumatico alle pareti del foro. Per il suo funzionamento utilizza la forza elettrodinamica originata dal passaggio di una scarica di corrente in un sistema di bobine. Esso permette la generazione di sollecitazioni verticali, che si propagano come onde S_V nel materiale indagato, ed è di tipo reversibile in quanto può generare impulsi sia verso l'alto che verso il basso.

3.2.2. RICEVITORI

Anche per la ricezione sono stati impiegati differenti tipi di trasduttori, idonei a ricevere in forma predominante i vari tipi di onde generati con le sorgenti polarizzate sopra descritte.

Per la ricezione delle onde longitudinali sono stati utilizzati ricevitori ISMES di tipo idrofonico con preamplificatore a guadagno variabile incorporato; l'accoppiamento tra i trasduttori e le pareti dei fori è avvenuta riempiendo questi ultimi con acqua.

La ricezione delle onde S è avvenuta con l'impiego di un geofono (#2) con frequenza propria di 14 Hz, dotati di un sistema pneumatico d'aggancio.

3.2.3. SISTEMA DI ACQUISIZIONE DATI

I segnali trasdotti dai ricevitori sono stati amplificati attraverso un condizionatore di segnale e successivamente acquisiti e visualizzati in forma digitale tramite personal computer dotato di scheda di acquisizione analogico/digitale (#3). Il sistema d'acquisizione permette inoltre delle operazioni di "averaging" del segnale, per migliorare quando necessario il rapporto segnale/rumore.
I tempi di percorso delle onde P od S sono stati preliminarmente letti in campagna direttamente sullo schermo del PC, al fine di verificarne l'attendibilità, e successivamente controllati in fase di elaborazione dei dati.

3.3 ANALISI DEI RISULTATI

Le misure di velocità delle onde P e SV è avvenuta in due sessioni separate adottando le seguenti modalità.
I generatori sono stati calati nel foro Ch1, mentre il foro Bh1 è stato impiegato per la ricezione delle onde. In fase di discesa dei trasduttori, ad intervalli di profondità di 5 m, sono state eseguite misure di controllo al fine di effettuare una prima verifica dei tempi di percorso, delle ampiezze e delle frequenze dei segnali.
Una volta raggiunta la massima profondità utile per effettuare misure a pari quota, sono state eseguite le misure in fase di risalita con passo di un metro, fino a raggiungere la superficie, registrando le forme d'onda ed i tempi relativi tutti i percorsi.
L`elaborazione e il trattamento digitale dei dati è stato eseguito con i programmi Misure (V2.5 - Ismes) e Reflexw (Sandmeier)

Tale indagine aveva previsto di indagare solamente i primi 25 metri; si è quindi provveduto ad estendere i valori fino a 30 m, assegnando per questo intervallo (da 25 a 30 m) i medesimi valori dell'intervallo tra 15 e 20 m..

Profondita' [m]	**Distanza** [m]	**Tempo P** [ms]	**Tempo S** [ms]	**Velocita' P** [m/s]	**Velocita' S** [m/s]
1	5.012	(8.49)	(17.44)	**(590)**	**(287)**
2	5.015	8.75	(19.64)	**573**	**(255)**
3	5.017	6.45	17.98	**778**	**279**
4	5.019	4.00	19.02	**1256**	**264**
5	5.021	3.20	(27.42)	**1572**	**(183)**
6	5.023	3.16	26.22	**1592**	**192**
7	5.026	3.04	23.82	**1653**	**211**
8	5.029	3.07	26.02	**1641**	**193**
9	5.032	2.77	(24.80)	**1817**	**(203)**
10	5.041	2.79	13.54	**1810**	**372**
11	5.050	3.00	15.54	**1683**	**325**
12	5.060	3.17	18.14	**1599**	**279**
13	5.072	3.14	19.04	**1618**	**266**
14	5.085	3.00	16.64	**1698**	**306**
15	5.097	3.10	16.90	**1647**	**302**
16	5.121	2.92	14.50	**1757**	**353**
17	5.145	2.95	14.68	**1747**	**350**
18	5.169	2.94	14.36	**1761**	**360**
19	5.181	2.94	14.88	**1765**	**348**
20	5.194	3.03	17.98	**1714**	**289**
21	5.206	3.11	16.58	**1677**	**314**
22	5.205	3.06	15.92	**1701**	**327**
23	5.204	3.06	16.22	**1701**	**321**
24	5.202	3.03	15.76	**1717**	**330**
25	5.206	2.98	14.30	**1747**	**364**
26					**353**
27					**350**
28					**360**
29					**348**
30					**289**

Tabella 3 - Risultati dell'indagine Cross-Hole

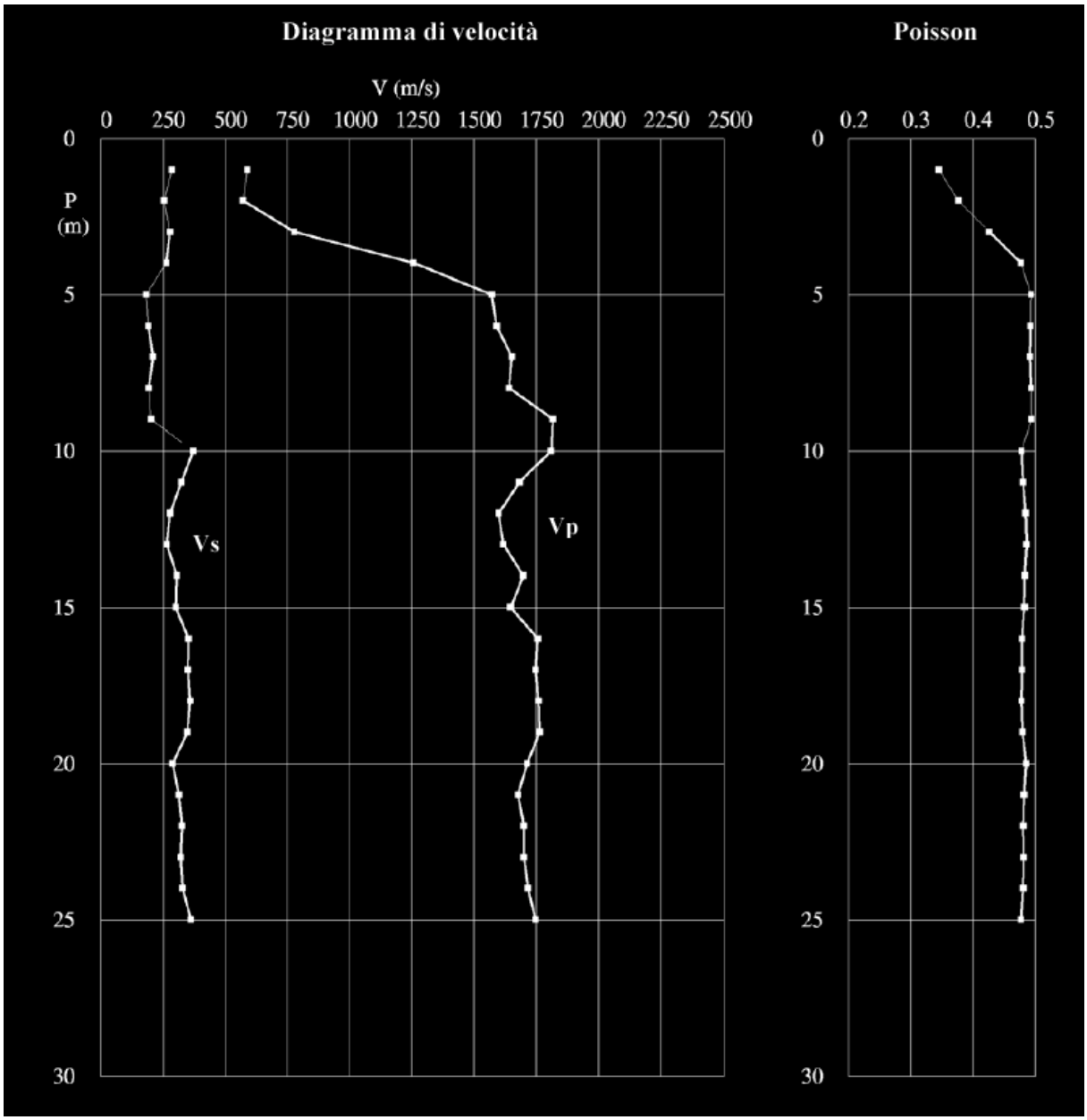


Fig. 12 - Diagrammi dell'indagine Cross-Hole

In Fig. 12 sono riportati i risultati ottenuti delle prove geofisiche "*cross-hole*". Per quel che concerne il profilo di velocità delle onde trasversali, i valori di V_S variano tra circa 250-290 m/s fino a 4 m di profondità dal p.c. Successivamente si ha una diminuzione con valori V_S variabili tra 180 e 210 fino a circa 9 m. A profondità maggiori V_S assume valori maggiori variabili tra 270 e 370 m/s.

L'elaborazione della prova Cross-Hole, comprensiva dei valori stimati tra 25 e 30 m, sulla base dei modelli medi, indica una Vs_{30} pari a 286 m/s.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito come:

suolo tipo "C" - "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 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)".

Al fine di confrontare il risultato ottenuto, sono state elaborate le Vs correlando i dati delle prove SPT, valori ricavati dalla Relazione geotecnica pregressa,:

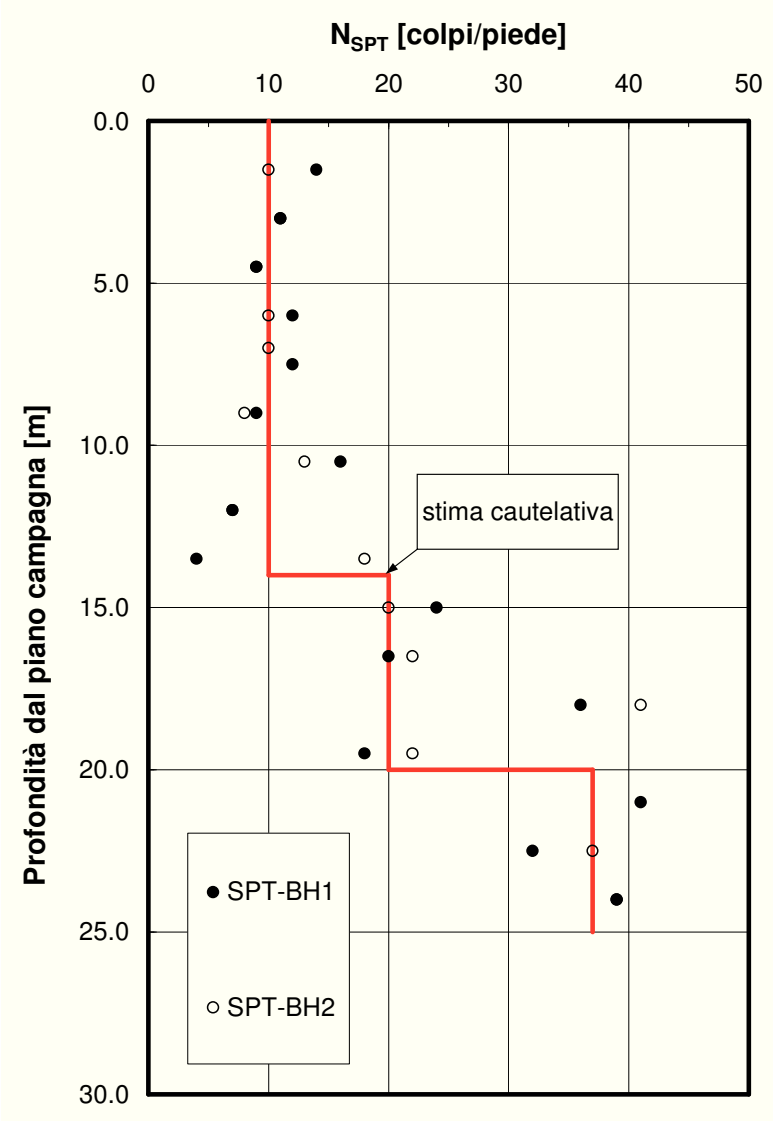


Fig. 14 – Valori SPT medio

In termini numerici, estendendo l'ultimo strato fino a 30 metri, si ottengono i seguenti valori, definiti stima cautelativa:

strato 1	h 1 = 14 m	Nspt medio= 10
strato 2	h 2 = 6 m	Nspt medio = 20
strato 3	h 3 = 10 m	Nspt medio = 36

L'applicazione di questi valori alla formula del tutto simile a quella utilizzata per le Vs fornisce un Nspt 30 = 15.2, riconducibile anche esso ad un terreno di tipo C.

3.4 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ SISMICA DELL'AREA (VERIFICA DI II LIVELLO)

Effetti litologici

Mediante tale elaborazione e con l'utilizzo di apposite schede messe a disposizione dalla Regione Lombardia, contenute nella D.G.R. 8/7374 del 28/05/2008, si è calcolato il valore di F_a (fattore di amplificazione) da confrontare con i limiti di riferimento indicati dalla Regione Lombardia.

Per ottenere il suddetto F_a è necessario ricavare il valore di Vs_{30} (onde sismiche di taglio o trasversali) utilizzando le velocità V_s degli strati intercettati mediante la formula precedentemente riportata. In questo modo si risale al tipo di suolo, che come precedentemente indicato si tratta di **tipo C**.
Sulla base di parametri geotecnici e litologici, si individua la litologia prevalente del sito e da questo dato si sceglie la relativa scheda di riferimento riportata nella D.G.R. 8/7374 del 28 Maggio 2008 e successivamente nella D.G.R. IX/2616 del 30 Novembre 2011. Nello specifico la normativa regionale riporta 6 tipi di schede litologiche:

- scheda per le litologie prevalentemente ghiaiose;
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-argillose (tipo 1 e tipo 2);
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-sabbiose (tipo 1 e tipo 2);
- scheda per le litologie sabbiose (da utilizzarsi in zone di pianura).

Si riportano, in un apposito diagramma all'interno di queste schede, i valori delle Vs relative ad ogni strato. Tale confronto permette di verificare se si rientra o meno nel campo di validità della scheda di riferimento.
I dati ottenuti in campagna e riportati in Tabella 5 vengono inseriti all'interno della scheda relativa al grafico per la litologia "sabbiosa".

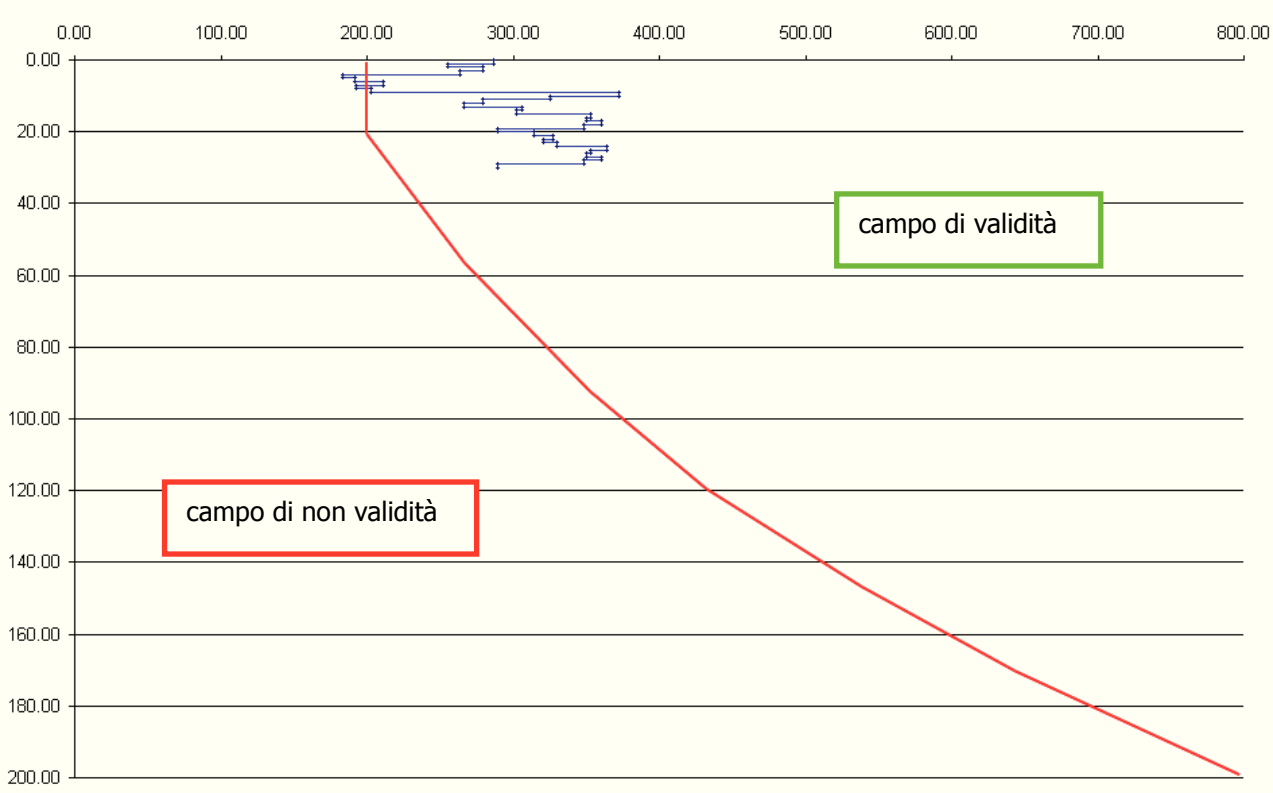
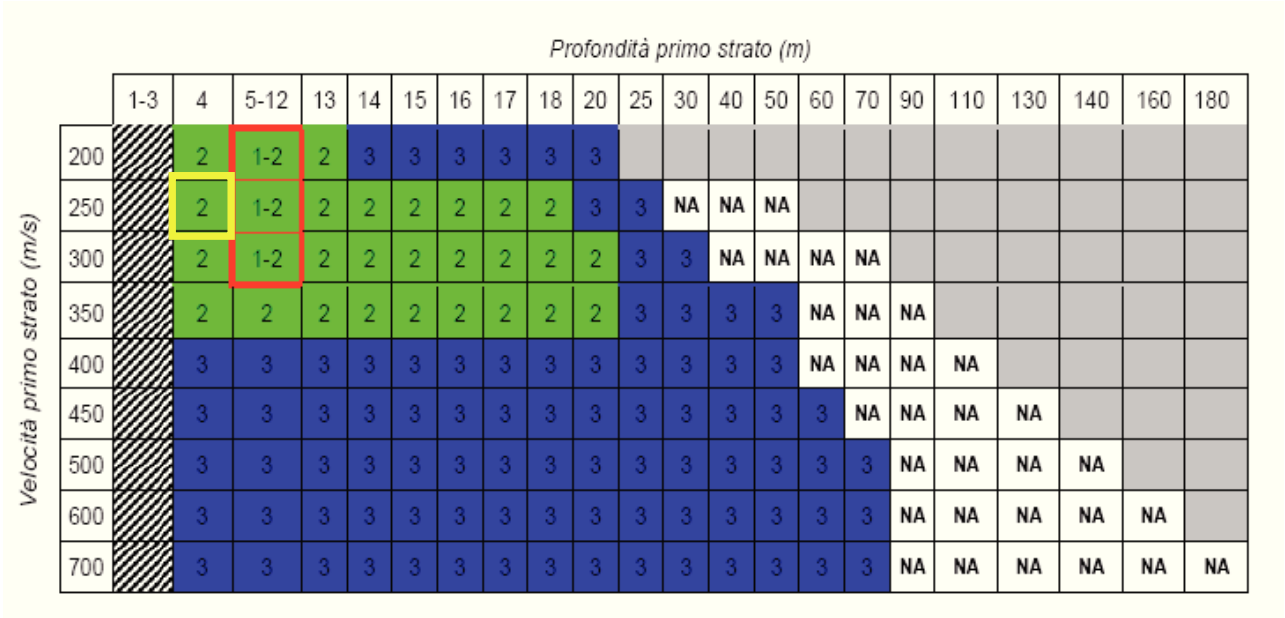


Fig 15 - Grafico relativo al campo di validità della scheda litologica sabbiosa

Per utilizzare correttamente l'abaco di figura 16, come vincolo viene posto che il primo strato abbia almeno 4 m di spessore. Dall'analisi sismica condotta si ricava per "primo strato" una velocità delle onde assimilabile a 250 m/s.



Velocità primo strato (m/s)	1-3	4	5-12	13	14	15	16	17	18	20	25	30	40	50	60	70	90	110	130	140	160	180
200		2	1-2	2	3	3	3	3	3	3												
250		2	1-2	2	2	2	2	2	2	3	3	NA	NA	NA								
300		2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	NA	NA	NA	NA						
350		2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	NA	NA	NA					
400		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA				
450		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA			
500		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA		
600		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	
700		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	NA

Fig.16 - Abaco che permette di individuare, in base al colore, la curva di riferimento per l'individuazione di Fa, grazie all'intersezione della profondità raggiunta dal primo strato e la sua velocità

Intersecando il valore di velocità riscontrata con la profondità sopra indicata, si ricade nel campo 2, che corrisponde alla curva verde di figura 17-18.

Con i valori sopra ottenuti si calcola il periodo "T" relativo al sito utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^{n} h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} Vs_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \right)}$$

hi = Spessore in metri dello strato i-esimo

Vsi = Velocità dell'onda di taglio i-esima

Valore del periodo T calcolato
0,50 s

Tabella 4 - recante il valore dei periodo T calcolato

Conoscendo la velocità del primo strato, la curva di riferimento ed il valore del periodo T calcolato, si può risalire al valore di Fa utilizzando gli abachi di riferimento di Fig. 17 e Fig. 18 per la litologia sabbiosa e riferiti rispettivamente ad edifici bassi ed ad edifici alti.

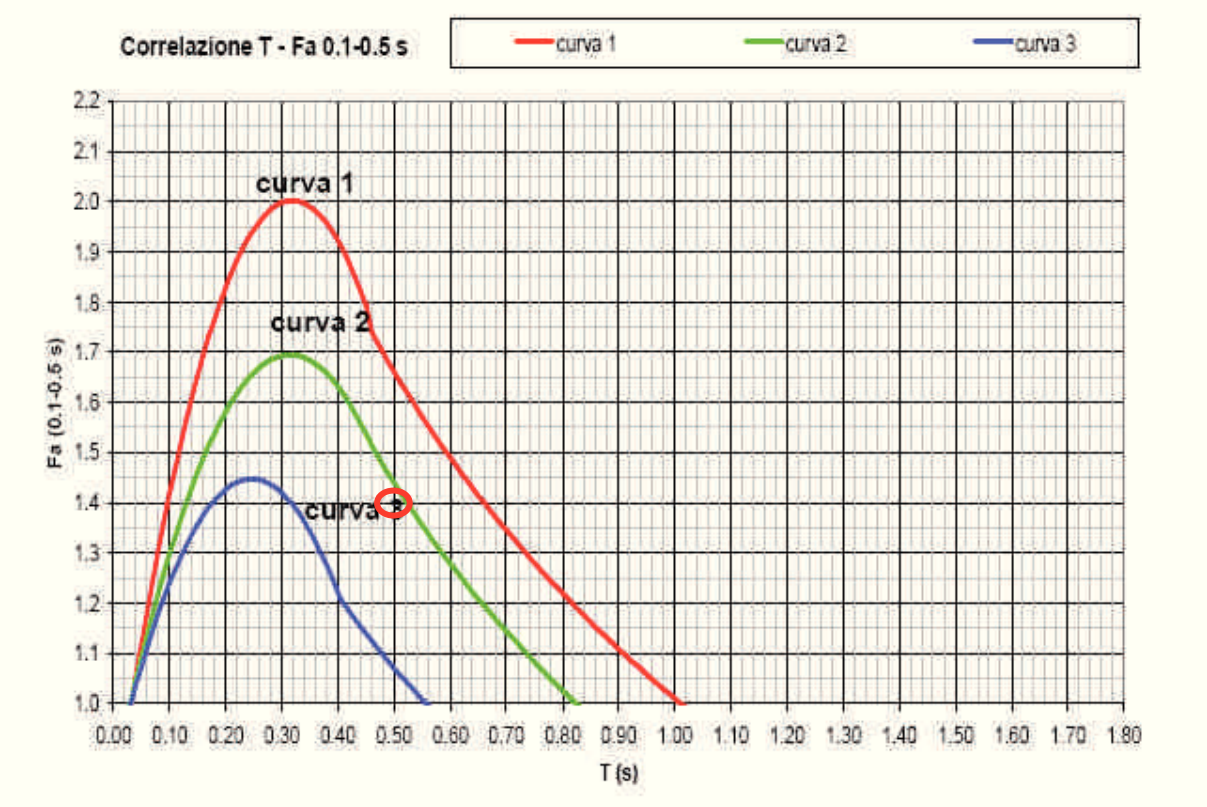


Fig. 17– Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare Fa sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici bassi)

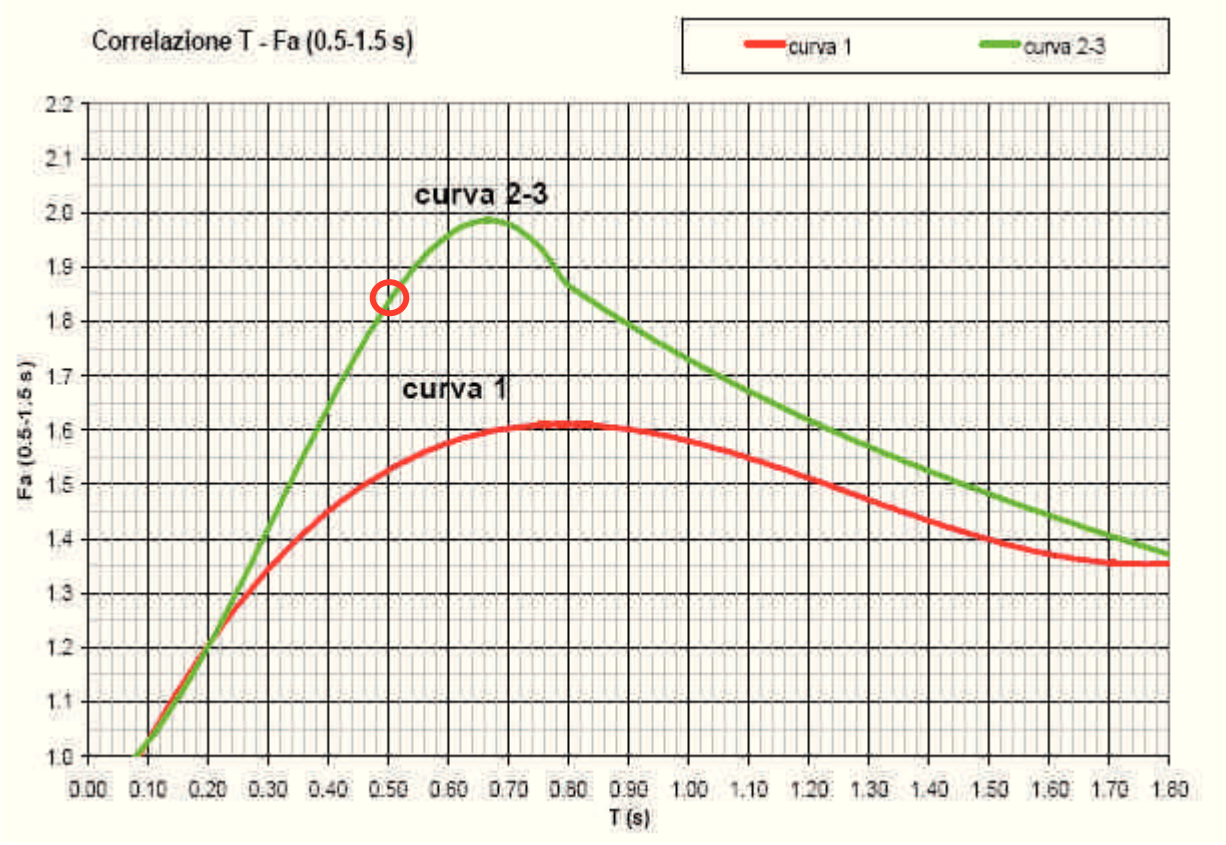


Fig. 18 – Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare Fa sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici alti)

Dagli abachi emerge come il valore attribuito al periodo (T=0,50), identifichi sulla curva verde un valore di **Fa =1,40 per edifici bassi (Fa di riferimento per i terreni di tipo C =1,90) e Fa = 1,85 per edifici alti (Fa di riferimento per i terreni di tipo C = 2,40).**

Nel nostro caso il valore di Fa calcolato risulta essere inferiore al valore di Fa di riferimento per la categoria del suolo C, sia per edifici alti che per edifici bassi, pertanto i valori calcolati di Fa sono accettabili e conformi alla categoria di suolo individuata.

Le tabelle sottostanti riportano i valori di Fa relativi, nel primo caso ad edifici bassi (max 4 piani), nel secondo caso ad edifici alti e flessibili (5 o più piani) per ogni tipo di suolo individuato dalla Regione Lombardia per il comune di Pavia.

VALORI DI SOGLIA PER PERIODO COMPRESO TRA 0.1-0.5 s					
COMUNE	Attuale classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
PAVIA	3	Suolo tipo B 1.4	Suolo tipo C 1.9	Suolo tipo D 2.2	Suolo tipo E 2.0

Tabella 5 - Valori di soglia di Fa relativi ad edifici bassi

VALORI DI SOGLIA PER PERIODO COMPRESO TRA 0.5-1.5 s					
COMUNE	Attuale classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
PAVIA	3	Suolo tipo B 1.7	Suolo tipo C 2.4	Suolo tipo D 4.2	Suolo tipo E 3.1

Tabella 6 - Valori di soglia di Fa relativi ad edifici alti

3.5 PARAMETRI SISMICI

L'area di studio, da un punto di vista topografico, ricade nella classe T1.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Tabella 7: caratteristiche della superficie topografica

Gli elementi fondamentali dell'area di interesse ed i parametri sismici del sito in esame, sono:

SITO IN ESAME	**VALORE**
latitudine:	45, 203015
longitudine:	9,134951
Vita nominale:	50
Classe d'uso dell' edificio:	II
PARAMETRI SISMICI	**VALORE**
Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1
Coefficiente cu:	1,0

Tabella 8: dati del sito di riferimento

Le azioni sismiche di ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U):

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Coefficiente d'uso (C_U)	V_N	V_R
2	II	1.0	50 anni	50 anni

Tabella 9 – Determinazione del periodo di riferimento

A partire dai parametri di input sopra riportati, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} e del periodo di ritorno T_R, sono calcolati, per i diversi stati limite richiesti dalla norma, i valori a_g, F_0, T_C* e gli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione sismica locale:

				Valori interpolati			Valori ricavati da a_g, F_O, e T_C*						
		P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C*	S_S	C_C	St	T_B	T_C	T_D	F_V
		[adm]	[anni]	[g]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,022	2,53	0,18	1,50	1,84	1,00	0.11	0.33	1.69	0.50
	SLD	63%	50	0,028	2,52	0,20	1,50	1,77	1,00	0.12	0.37	1.71	0.57
SLU	SLV	10%	475	0,067	2,52	0,28	1,50	1,60	1,00	0.15	0.45	1.87	0.88
	SLC	5%	975	0,088	2,51	0,28	1,50	1,59	1,00	0.15	0.45	1.95	1.01

Tabella 10 – Parametri e coefficienti sismici del sito

Si riportano di seguito i principali parametri e riferimenti che entrano in gioco:

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite;

T_R = periodo di ritorno;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale);

F_o= 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.

SLE = stati limite di esercizio:

- **(SLO) Stato Limite di Operatività**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **(SLD) Stato Limite di Danno:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

SLU= stati limite ultimi:

- **(SLV) Stato Limite di salvaguardia della Vita**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **(SLC) Stato Limite di prevenzione del Collasso**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ss = coefficiente di amplificazione stratigrafica

Cc = coefficiente di categoria di sottosuolo

St = coefficiente di amplificazione topografica

Tb = tratto ad accelerazione costante

Tc = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

Td = periodo inizio tratto a spostamento costante

F = fattore di amplificazione spettrale

I tre valori ottenuti di a_g, F_o e Tc* definiscono le varie forme spettrali. Per calcolare il valore di A_{max} (accelerazione massima) occorre moltiplicare il valore di a_g per i coefficienti di amplificazione sismica (S) secondo la seguente relazione:

$$A_{max}=a_g\ (m/s^2) * S$$

Poiché l'accelerazione massima deve essere fornita in m/s^2 , dai valori nominali di a_g trovati in precedenza si determina il valore di accelerazione massima attesa al sito moltiplicando prima i valori di a_g per 9,81 m/s^2 e successivamente, per ottenere il valore finale di A_{max} relativo ad ogni stato limite, occorre moltiplicare a_g (m/s^2) per i coefficienti di amplificazione sismica S, con S = Ss x St (in questo caso S = 1,5 poiché Ss=1,50 e St=1,00).

		a_g (accelerazione orizzontale massima)	**a_g x 9,81** (m/s^2)	**S** (coefficiente di amplificazione sismica)	**A max** (accelerazione massima)
		[g]	m/s^2		m/s^2
SLE	**SLO**	0,022	0.21	1.5	**0.31**
	SLD	0,028	0.27	1.5	**0.41**
SLU	**SLV**	0,067	0.65	1.5	**0.98**
	SLC	0,088	0.86	1.5	**1.29**

Tabella 11 – Determinazione dell'accelerazione massima per i diversi stati limite

I coefficienti Kh (coefficiente sismico orizzontale riferito al sito) e Kv (coefficiente sismico verticale riferito al sito) hanno i seguenti valori:

		Kh	**Kv**
SLE	**SLO**	0,007	0,003
	SLD	0,008	0,004
SLU	**SLV**	0,020	0,010
	SLC	0,026	0,013

Tabella 12–Valori del coefficiente sismico orizzontale (Kh) e verticale (Kv), riferiti al sito

3.6 FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione di un terreno è rappresentata dal quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. La predisposizione a tale fenomeno rappresenta un elemento da tenere in considerazione soprattutto in chiave di progettazione antisismica.
La liquefazione interessa soprattutto i depositi sabbiosi sciolti, posti sottofalda, che presentano le seguenti caratteristiche:

- Sabbie da fini a medie con contenuti in materiale fine variabile fra 0 e 25%;
- Grado di saturazione pari a 1 (terreni sotto falda);
- Da poco a mediamente addensati;
- Profondità del deposito entro i 15 m dal piano campagna.
- Valori di Nspt inferiori a 10 nei primi 10 m di profondità.

Il D.M. 14/01/08 e l' OPCM 3274/03 riportano le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione, in particolare la verifica è da omettere nei seguenti casi :

1) eventi sismici attesi con magnitudo M inferiore a 5;
2) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1*g*;
3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure sottostanti, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

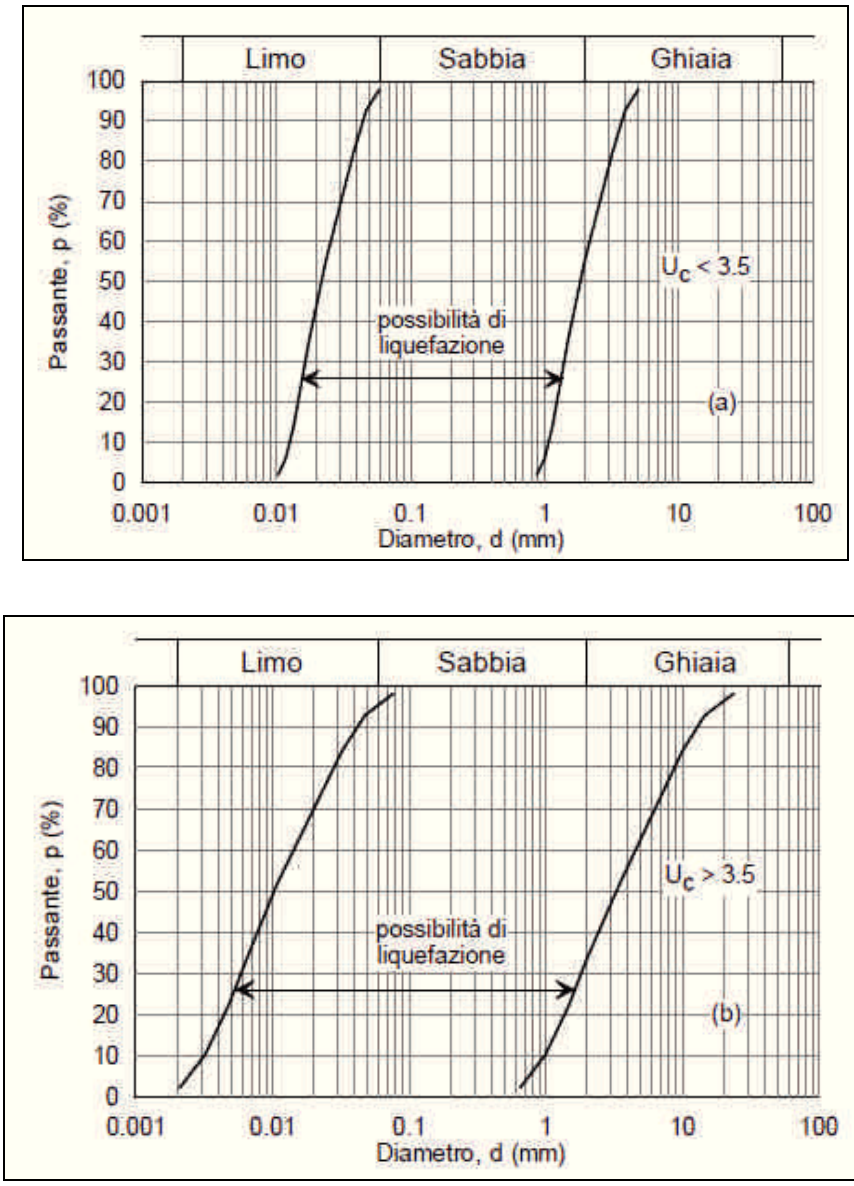


Fig.19 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Quando nessuna delle precedenti condizioni è verificata, la suscettibilità alla liquefazione deve essere verificata utilizzando metodologie di tipo statico-empirico, con riferimento al D.M. 14/01/08 (*punto* 7.11.3.4.3).

3.6.1 Analisi del rischio alla liquefazione – Suolo C

Il calcolo è stato eseguito secondo le prescrizioni delle NTC del 2008, utilizzando il metodo di Andrus & Stokoe, che prevede di usare i dati di velocità delle onde sismiche Vs per la caratterizzazione del terreno al sito. Si è inoltre seguito quanto consigliato nell'EC8, specificamente per l'adozione del limite del fattore di sicurezza, posto al valore di 1.25 e per il valore dell'MSF (Magnitude Scaling Factor) proposto da Ambreseys.

Si sono acquisiti i valori di Vs risultanti dall'indagine cross-hole riportata nella Relazione geotecnica; per completezza di informazione i valori vengono presentati nella tabella qui di seguito:

profondità (m)	Vs (m/s)	sismostrato	(Vs)
1	287		
2	255	1	(271)
3	279		
4	264		
5	183		
6	192		
7	211	2	(196)
8	193		
9	203		
10	372		
11	325		
12	279	3	(308)
13	266		
14	306		
15	302		
16	353		
17	350		
18	360	4	(337)
19	348		
20	289		

Si è quindi provveduto a definire un modello sismostratigrafico attribuendo ad ogni orizzonte un valore di Vs ricavato dalla media (pesata) dei valori ottenuti nella prova cross-hole. Si osserva che nel calcolo, a favore di cautela, per tutti gli strati il contenuto di materiale coesivo (FC) è stato posto inferiore al 5% in peso.

Per la stima della magnitudo si è utilizzato il metodo delle zone sismogenetiche con le modalità suggerite in "Indirizzi e criteri per la zonazione microsismica" della Protezione Civile. Il sito è inserito al bordo settentrionale della zona ZS9-911 (Tortona-Bobbio), caratterizzata da M = MwMax2 = 6.14; esso si trova in prossimità della zona ZS9-915 (Garfagnana-Mugello), con M = MwMax2 = 6.60 (cfr. le figure); poiché la distanza minima tra il sito e quest'ultima zona risulta di circa R = 74 km, applicando la Ms=1+3*log(R) suggerita dalla citata Protezione Civile, la magnitudo apparente al sito risulta uguale alla M di detta zona. Per il calcolo si è perciò assunta una magnitudo M pari a 6.60.

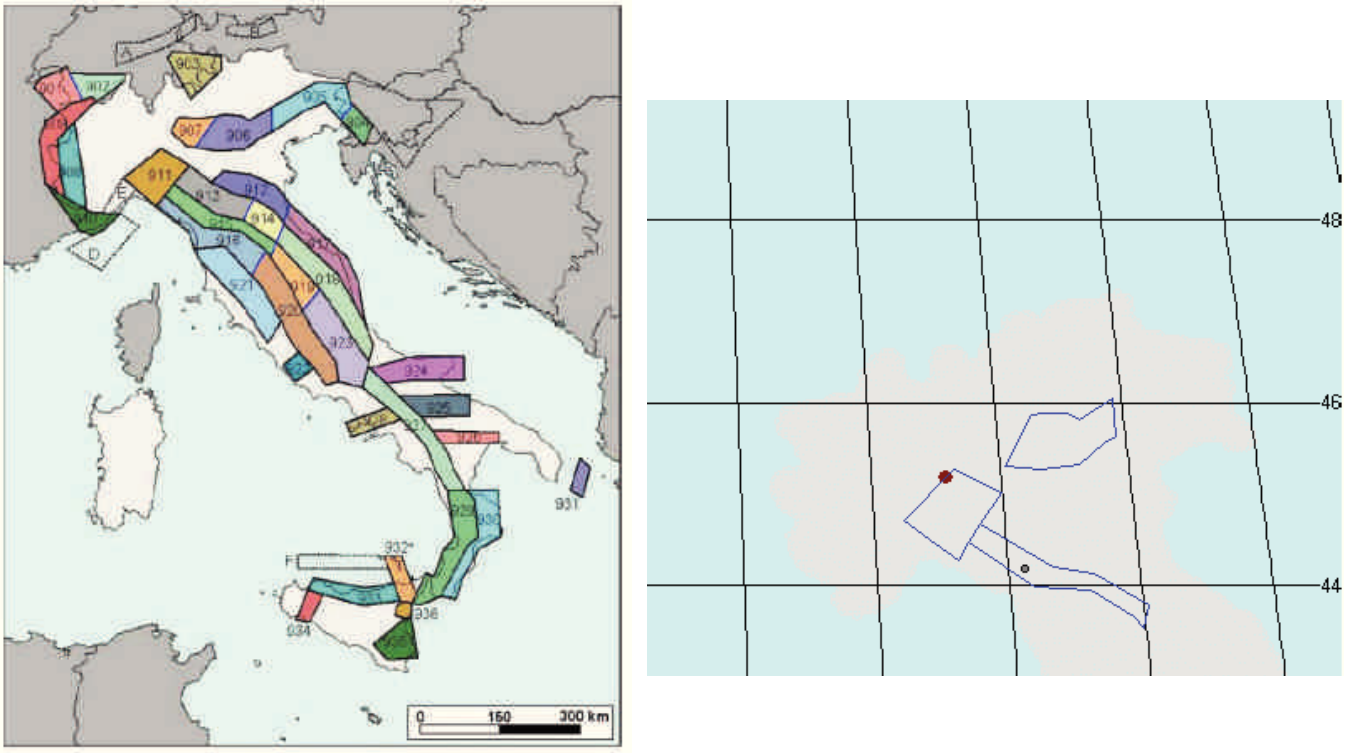


Fig.20-21 – Zone sismogenetiche d'Italia ed ubicazione del sito nella zona sismogenetica

Per quanto attiene l'accelerazione attesa, secondo la normativa NTC, per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per una struttura di progetto di Tipo II con vita nominale di 50 anni, sul sito in esame (categoria di suolo C, categoria topografica T1, coefficiente cu 1.0) l'accelerazione massima al suolo in free-field (PGA) raggiunge il valore 0.101 g.

Nella citata Relazione geotecnica la falda idrica viene posta a -5 m dal p.c. Nel calcolo si è cautelativamente ipotizzata una massima oscillazione della falda a -2 m dal p.c.

I calcoli sono stati eseguiti mediante un codice di calcolo in-house. I risultati del calcolo indicano che, per quanto attiene la suscettibilità alla liquefazione, il terreno in esame è da classificare "NON LIQUEFACIBILE" con rischio di liquefazione "da Nullo a Molto Basso"

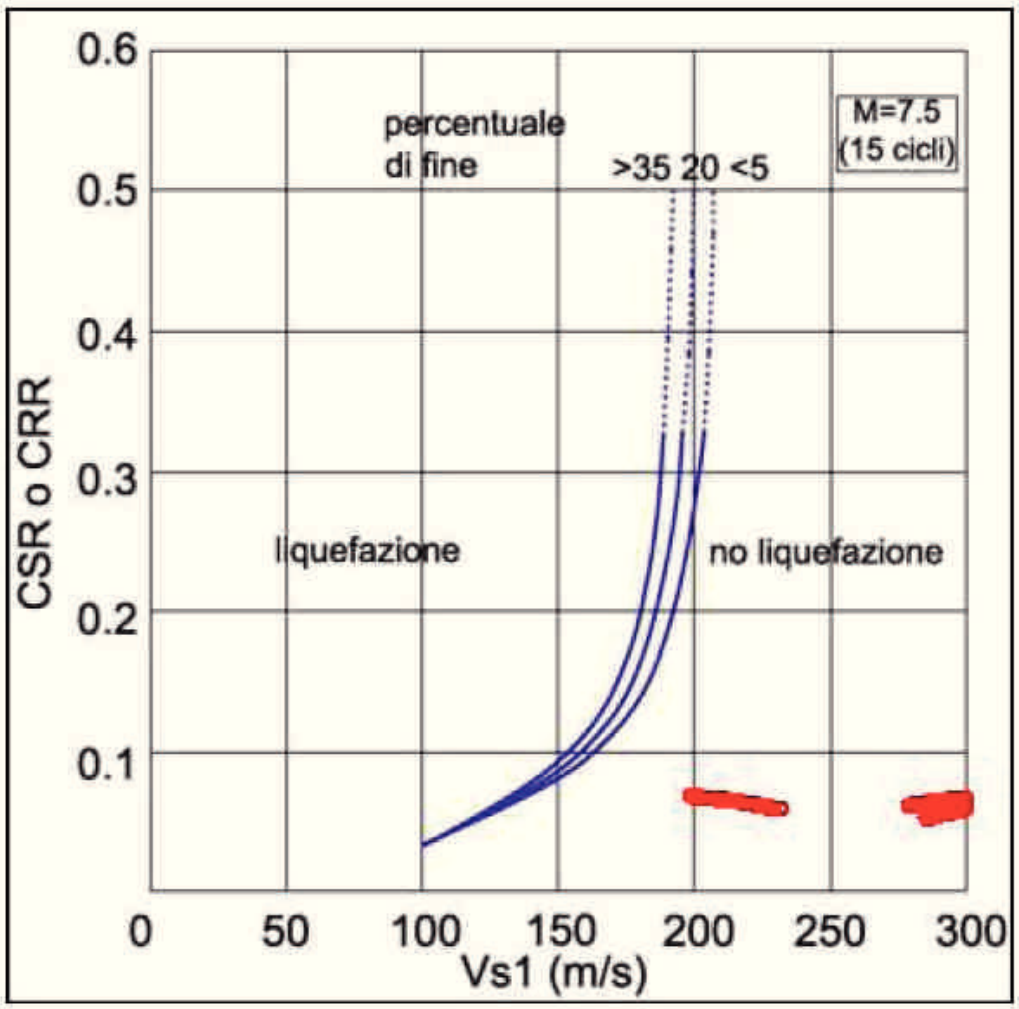


Fig.22 – Risultati dell'elaborazione a liquefazione

4 INDAGINI GEOTECNICHE PREGRESSE

Per la definizione delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni di fondazione dell'opera in progetto sono state consultate indagini pregresse eseguite all'interno ed in prossimità dell'area di studio:

- N. 2 sondaggi a scopo geotecnico, di seguito denominati BH1 e BH2, eseguiti con carotaggio continuo del terreno attraversato, spinti fino ad una profondità di 25 m. Durante la trivellazione nel materiale granulare sono state eseguite prove penetrometriche di tipo SPT (*Standard Penetration Test*) ogni 1.5 m circa utilizzando un maglio a sganciamento automatico. Nel secondo sondaggio (BH2) è stato invece installato, a fondo foro, un piezometro del tipo a tubo aperto per la misura della posizione della falda freatica.
- N. 1 foro di seguito denominato CH1, eseguito con la tecnica a distruzione ubicato in adiacenza (~5m) al sondaggio BH1 per misure geofisiche "cross-hole". Tale foro è stato spinto fino ad una profondità di 25 m dal piano campagna. La precisa ubicazione planimetrica delle indagini eseguite è riportata nella seguente figura.

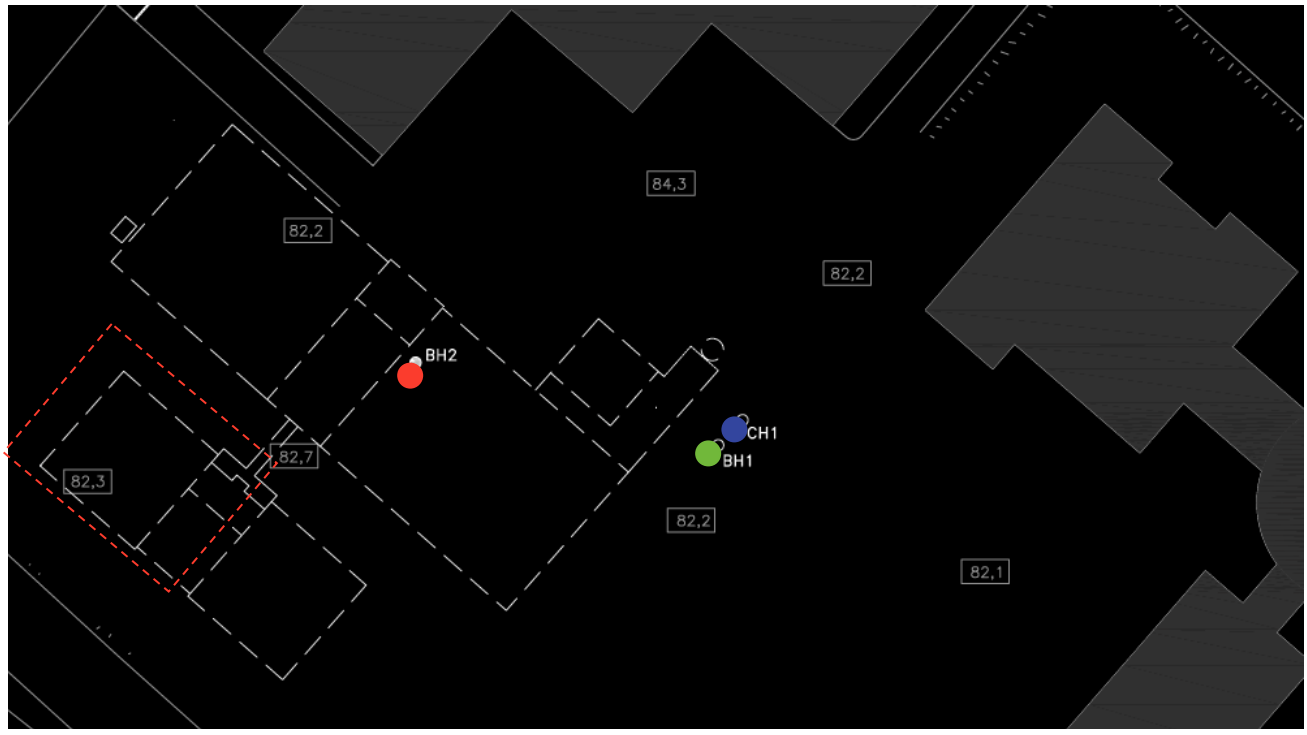


Fig.23 –Planimetria con l'ubicazione delle indagini pregresse eseguite.
In rosso il laboratorio oggetto di opere di allestimento

- N. 2 prove penetrometriche statiche eseguite in prossimità dell'area di studio

Si riportano di seguito le risultanze delle prove SPT eseguite nei sondaggi geognostici da cui si ricava un Nspt medio = 10 colpi/piede fino a circa 14 m dal p.c., successivamente si ha un incremento di N_{SPT} con la profondità fino a raggiungere a circa 20 m il valore di circa 37 colpi/piede.

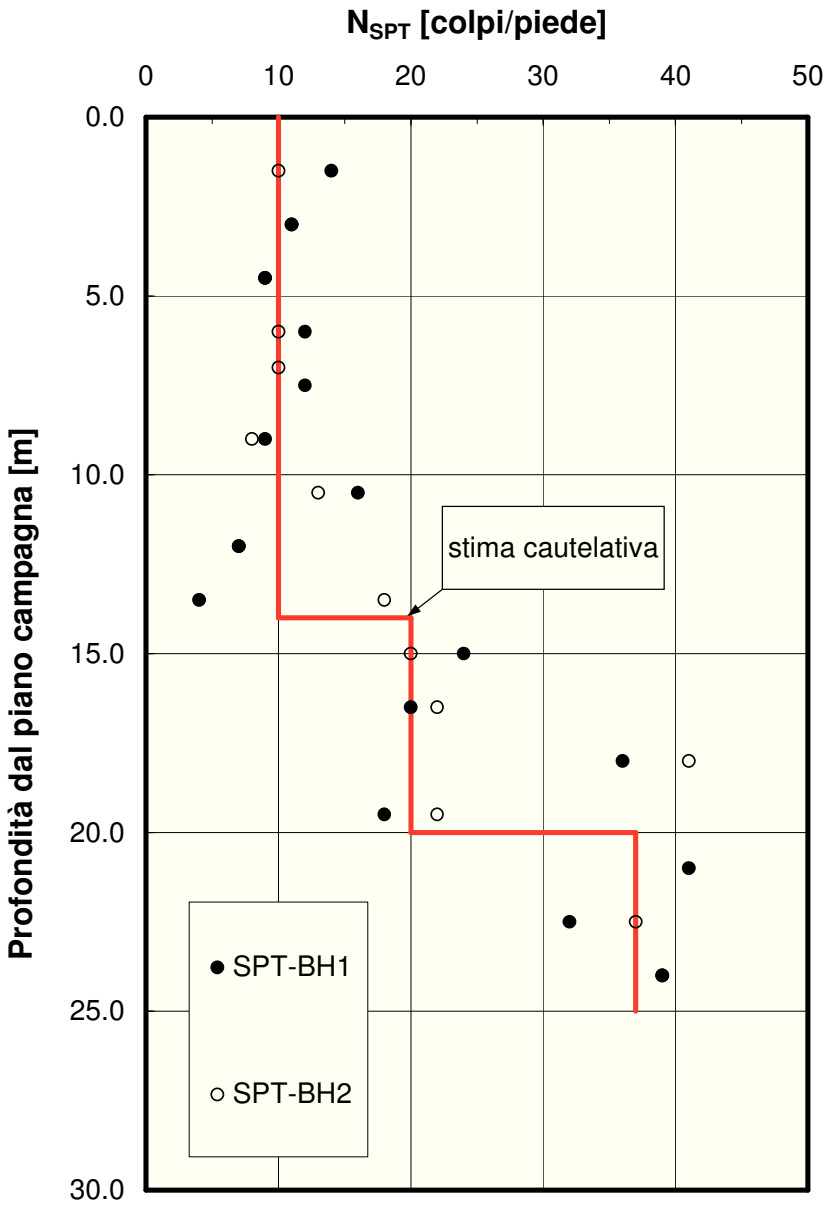


Fig.24a – Risultati prove SPT eseguite al sito di costruzione di EUCENTRE (Pavia)

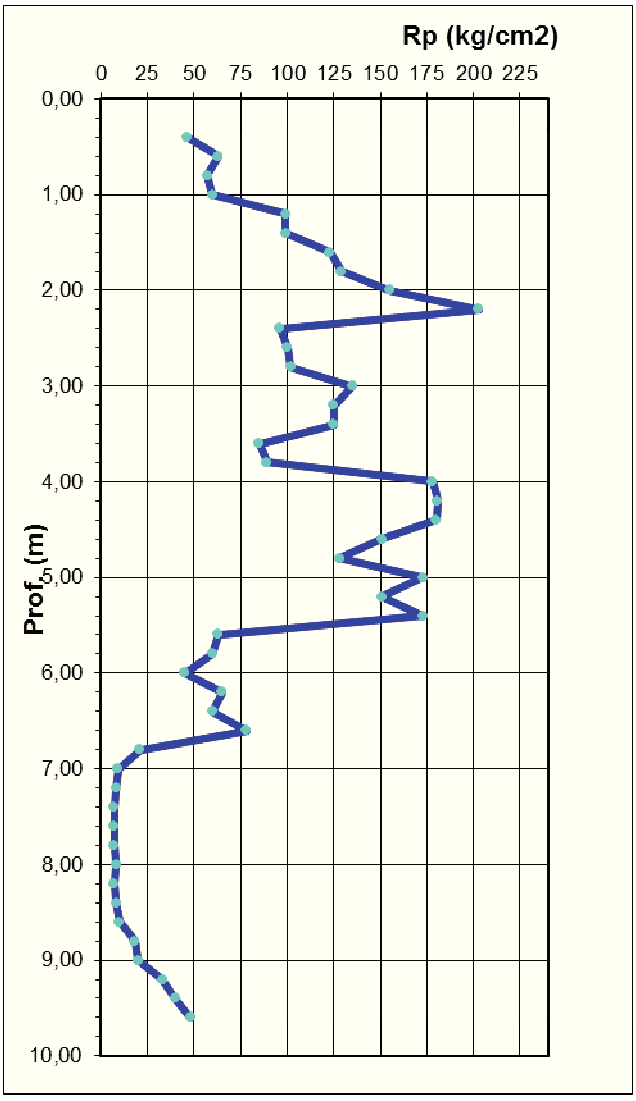


Fig.24b – Prova CPT eseguita in prossimità del sito EUCENTRE (Pavia)

4.1 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE

Sulla base dei sondaggi geognostici e delle SPT in foro pregresse, il terreno in esame risulta costituito, fino ad una profondità di circa 25 m, da un deposito sabbioso medio-grossolano a tratti fine, con locali intercalazioni limoso-argillose. Considerando la distanza tra i punti di indagine il terreno presente nel sottosuolo dell'area esaminata è risultato relativamente omogeneo.

In Figura 25 sono mostrati i valori di densità relativa. Nello stesso grafico è anche riportato l'andamento con la profondità del profilo di DR stimato. Come mostrato dalla figura, i valori di DR sono mediamente ≤ 50% fino a circa 12 m di profondità dal p.c. Per profondità comprese tra 12 e 25 m si ha un aumento dello stato di addensamento del materiale con valori di DR variabili tra 55 e 70 %.

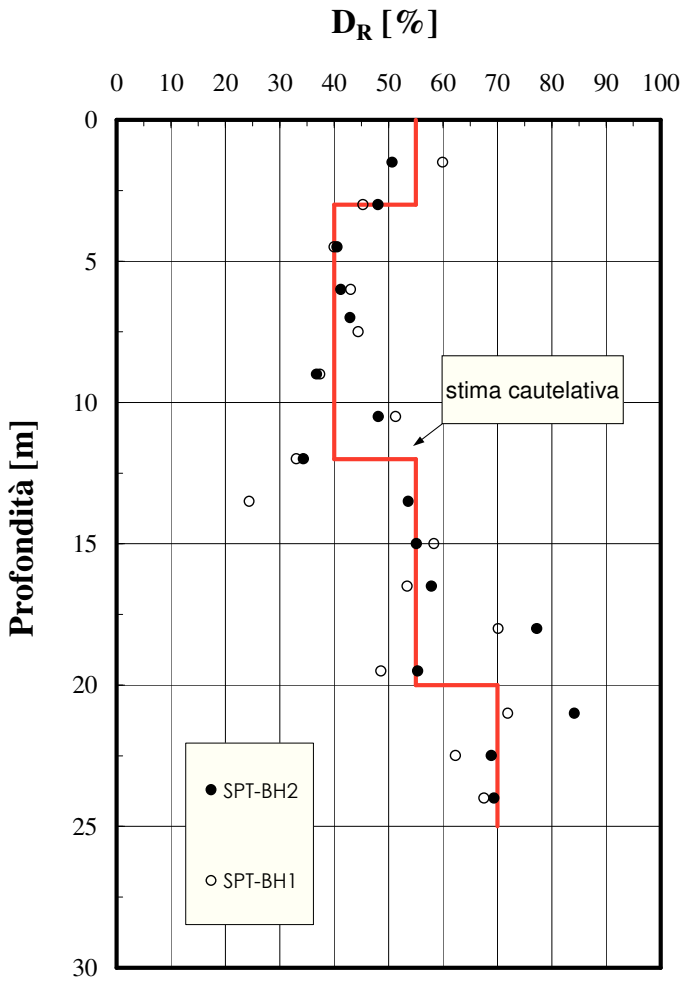


Fig. 25 - Stima della densità relativa dai risultati delle prove SPT eseguite al sito di costruzione di EUCENTRE (Pavia)

Modello litostratigrafico prove cpt pregresse

L'elaborazione dei dati ha permesso di evidenziare la seguente successione stratigrafica:

- Lo ***strato superficiale*** è caratterizzato dal terreno vegetale (da 0,00 fino alla profondità di – 0,60-0,80 m)
- Lo ***strato A*** (da – 0,60-0,80 m alla profondità di circa – 6,60÷6,80) è invece costituito da sabbia loc. ghiaiosa mediamente addensata-addensata.
  Qc = 60- 200 Kg/cm^2
- Lo ***strato B*** individuato (da – 6,80÷7,00 m fino alla profondità di circa – 8,40÷8,60 m) è caratterizzato da limo argilloso loc. sabbiosa (Qc = 7 - 10 Kg/cm^2)
- Lo ***strato C*** (da – 8,40÷8,60 m fino alla max profondità di investigazione – 9,60 m) è caratterizzato da sabbia limosa
  Qc = 20 -53 Kg/cm^2

Modello litostratigrafico sondaggi pregressi

In particolare le indagini pregresse hanno permesso di individuare fino alla profondità di 25 m la seguente successione litostatigrafica :

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	Nspt	Qc
da 0.00 a 7.00÷8.00	sabbia medio grossolana deb. limosa	**orizzonte A**	**8÷12**	**60÷200**
da 7.00÷8.00 a 11.00	Alternanza di livelli limoso argillosi e limoso sabbiosi	**orizzonte B**	**7÷10**	**7÷53**
da 11.00 a 15.00	sabbia medio grossolana deb. limosa	**orizzonte C**	**6÷15**	**/**
da 15.00 a 25.00	sabbia medio grossolana deb. Con locali livelli limoso argillosi 15.00-16..00 e 19.50-20.50 (orizzonte D')	**orizzonte D**	**15÷34**	**/**

Modello geomeccanico di riferimento

Nelle seguenti tabelle, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti suddivisi sulla base delle risultanze delle indagini pregresse (sondaggi e prove penetrometriche SPT eseguite nell'area di pertinenza dell' EUCENTRE) riportanti le seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento dei materiali, proprietà fisico-meccaniche.

All'interno del *range* di riferimento è possibile identificare il valore medio, considerato come valore medio spaziale ovvero, la media dei valori relativi ad un determinato volume di terreno (esempio : volume di terreno interessato dal cuneo di rottura o da una superficie di scivolamento).

I parametri geotecnici degli orizzonti in esame sono stati ricavati utilizzando le correlazioni riportate in letteratura.

Peso dell'unità di volume γ : è stato assunto sulla base dei valori tipici indicati in letteratura come γ_{wet} (peso dell'unità di volume umido) e γ' (peso dell'unità di volume immerso).

Densità relativa Dr : è un parametro che indica il grado di addensamento di un deposito incoerente e quindi la sua compressibilità. E' stata calcolata con la correlazione di Skempton il quale propone la seguente correlazione:$Dr = ((N1)_{60})/60)^{0,5}$

Dove $((N1)_{60})$ si riferisce al sistema di battitura pari a 60% tenendo conto della tensione verticale efficace in Kpa.

Angolo di attrito ϕ': l'angolo di attrito esprime la resistenza al taglio dei terreni considerando nulla la coesione; il valore è stato ottenuto con la correlazione di Schmertmann (1977) in base alla densità relativa ed alla pressione efficace.

Modulo di deformazione drenato E' : indica la compressibilità del terreno; considerando i depositi incoerenti normalconsolidati si è assunto come valore di progetto quello ottenuto con la correlazione di D'apollonia et alii 1970.

Modulo o rapporto di Poisson μ : costante elastica con valori compresi fra 0 e 5; sulla base delle indicazioni riportate in letteratura per terreni sabbioso ghiaiosi si può assumere un valore pari a 0,30/0,35.

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE			
Orizzonte A –SABBIA MEDIO GROSSOLANA DEBOLMENTE LIMOSA			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Spessore		m	~ 8.00
Densità relativa	Dr	%	40-60
Addensamento			medio
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,90÷1,95
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	30÷35
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	200÷350
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
Orizzonte B LIMO ARGILLOSO - LIMO SABBIOSO			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			coesivo
Spessore		m	3÷4
Densità relativa	Dr	%	/
Addensamento			Da tenero a plastico
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,70÷1,75
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	/
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	0.40÷0.60
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo edometrico	M	Kg/cm^2	50-70
coefficiente di Poisson	μ	-	0,35
Orizzonte C – SABBIA MEDIO GROSSOLANA DEBOLMENTE LIMOSA			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Spessore		m	3.0
Densità relativa	Dr	%	30-50
Addensamento			medio
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*

Peso di volume	γ	t/m^3	1,85÷1,90
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	31÷34
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	200÷350
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
Orizzonte D' – LIVELLI LIMOSO ARGILLOSI			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			coesivo
Spessore		m	1
Densità relativa	Dr	%	/
Addensamento			tenero
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,70
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	/
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	0.30-0.50
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo edometrico	M	Kg/cm^2	40-60
coefficiente di Poisson	μ	-	0,35
Orizzonte D – SABBIA MEDIO GROSSOLANA DEBOLMENTE LIMOSA			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Spessore		m	/
Densità relativa	Dr	%	50-80
Addensamento			medio -denso
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,90-2,00
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	32-38
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	200÷350
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30

5 SCAVI

In considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno per la realizzazione di un piano interrato si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti aventi altezza del fronte di scavo superiore a 1,50 m, tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni sul fronte di scavo e permetterà di poter lavorare all'interno dello scavo in assoluta sicurezza, come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, num. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni"* :

- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. 2. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.*

DM 14 01 08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

In generale, quando si deve realizzare uno scavo, sulla scorta di tutte le indicazioni riportate nei capitoli precedenti, occorre prima verificare se necessitano opere di sostegno.
Quando si effettua uno sbancamento (o scavo a cielo aperto) di larghezza superiore rispetto all'altezza, in materiali a comportamento granulare, il sistema di protezione è necessario solo se l'inclinazione della parete dello scavo è maggiore dell'angolo di attrito interno del terreno, o se si supera l'altezza critica in materiali coesivi.
Nel caso di scavi a sezione obbligata, in cui la profondità è maggiore della larghezza, occorre necessariamente armare lo scavo per evitare crolli e franamenti delle pareti.

Quando la collocazione dello scavo o la sua profondità non consentono di realizzare le pareti secondo l'angolo d'attrito interno del terreno, o si supera l'altezza critica caratteristica del materiale, è necessario armare lo scavo.

L'armatura deve essere tale da resistere alle sollecitazioni indotte da:

- • pressione del terreno;
- • strutture adiacenti;
- • carichi addizionali e vibrazioni (attrezzature, traffico veicolare, materiale di
- stoccaggio, ecc.).

Le strutture di sostegno devono essere installate a diretto contatto con la facciata dello scavo e, ove necessario, deve essere inserito del materiale di rincalzo tra la facciata dello scavo e l'armatura, per garantire la continuità del contrasto.
L'armatura deve comunque rispettare sempre le seguenti tre condizioni:
1. essere realizzata in modo da evitare il rischio di seppellimento:
   - • in un terreno incoerente la procedura dovrà consentire di disporre armature parziali tali da permettere di raggiungere in sicurezza la profondità richiesta nel terreno;
   - • in un terreno dotato di coesione, in cui lo scavo può essere realizzato in avanzamento continuo fino alla profondità desiderata, la procedura dovrà prevedere la collocazione di una gabbia di protezione prima che i lavoratori addetti accedano allo scavo.
2. essere sufficientemente resistente da opporsi, senza deformarsi o rompersi, alla pressione esercitata dal terreno sulle pareti dello scavo;
3. essere realizzata in modo da poter sopportare, senza deformarsi, anche carichi asimmetrici del terreno.

6. TERRE E ROCCE DA SCAVO

L'art. 41-bis della L. 9812013 dispone che in relazione a quanto disposto dall'art. 266, comma 7, del D. Lgs. 152106 e s.m.i. ed in deroga al D.M .16112012, i materiali di scavo (di cui all'art. 1, comma 1, lettera b del D.M. 16112012) sono sottoprodotti al regime dei sottoprodotti di cui all'art. 184-bis del D. Lgs. 152/06 e s.m.i.

ll nuovo art. 41-bis dispone che il produttore dimostri che siano soddisfatte le seguenti quattro condizioni che consentono pertanto di considerare i materiali da scavo, prodotti nel corso di attività e interventi autorizzati in base alle norme vigenti, quali sottoprodotti e non come rifiuti:

a) "che è certa Ia destinazione all'utilizzo direttamente presso uno o più siti o cicli produttivi determinati" (pertanto, i siti di destinazione o i cicli produttivi dovranno essere chiaramente indicati nella dichiarazione di utilizzo del materiale da scavo in regime di sottoprodotto

b) "che, in caso di destinazione a recuperi, ripristini, rimodellamenti, riempimenti ambientali o altri utilizzi su/ suolo, non sono superati i valori delle concentrazioni soglia di contaminazione ("csc') di cui alle colonne A e B della tabella 1 dell'allegato 5 alla parte IV del decreto legislativo n. 152 del 2006, con riferimento alle caratteristiche delle matrici ambientali e alla destinazione d'uso urbanistica del sito di destinazione (riferimento alla legislazione vigente in materia di bonifica dei siti contaminati) e i materiali non costituiscono fonte di contaminazione diretta o indiretta per le acque sotterranee, fatti salvi i valori di fondo naturale" (riferimento al test di cessione ai sensi del D.M. 5 febbraio 1998, nel caso di eventuale presenza di riporti);

c) "che, in caso di destinazione ad un successivo ciclo di produzione, l'utilizzo non determina rischi per la salute né variazioni qualitative o quantitative delle emissioni rispetto al normale utilizzo delle materie prime";

d) "che ai fini di cui alle lettere b) e c) non è necessario sottoporre i materiali da scavo ad alcun preventivo trattamento, fatte salve le normali pratiche industriali e di cantiere" (riferimento alla definizione del DM 1iln4.

ln base a quanto stabilito dal comma 2 dell'art. 41-bis, il proponente o il produttore attesta il rispetto delle suddette quattro condizioni tramite dichiarazione resa all'Agenzia regionale per la protezione ambientale ai sensi e per gli effetti del Testo unico del DPR 445/2000, precisando le quantità destinate all'utilizzo, il sito di deposito e i tempi previsti per l'utilizzo, che non possono comunque superare un anno dalla data di produzione, salvo il caso in cui l'opera nella quale il materiale è destinato ad essere utilizzato preveda un termine di esecuzione superiore". Quanto sopra trattasi di "autocertificazione" (dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà ai sensi del sopra citato decreto) da presentare alI'ARPA territorialmente competente.

La dichiarazione del proponente o produttore deve pertanto contenere tutte le indicazioni che consentano di verificare il rispetto delle condizioni dettate dalla nuova norma e che sono necessarie per qualificare il materiale di scavo quale sottoprodotto, e più precisamente: - quantità e qualità dei materiale da scavo destinate all'utilizzo; - sito di produzione, di deposito edi utilizzo; - provvedimenti / titoli in possesso del destinatario per l'utilizzo dei materiali di scavo; - tempi previsti per l'utilizzo. Il comma 2 dell'art; 41-bis detta inoltre che "/e attività di scavo e di utilizzo devono essere autorizzate in conformità alla vigente disciplina urbanistica e igienicosanitaria". Le attività di scavo pertanto devono possedere i provvedimenti/titoli e le autocertificazioni devono fare riferimento all'ambito degli iter edilizi e/o opere pubbliche nell'ambito delle

quali è svolta l'attività di scavo. Per quanto sopra, la dichiarazione resa dal proponente o produttore deve inoltre indicare per i siti di produzione, di deposito e di utilizzo, gli estremi autorizzativi dei procedimenti edilizi nell'ambito dei quali viene rilasciata "autocertificazione".

In base a quanto stabilito dal comma 3 dell'art. 41-bis, "il produttore è tenuto a dare conferma alle autorità di cui al comma 2 (ARPA), territorialmente competente con riferimento al luogo di produzione e di utilizzo, che i materiali da scavo sono stati c utilizzati secondo le previsioni comunicate" .

Il produttore deve pertanto segnalare l'utilizzo completo dei materiali da scavo alle Arpa competenti con riferimento al sito di produzione di utilizzo ed al Comune del luogo di produzione o altra amministrazione competente nei casi di comunicazione di modifiche. Come precisato dal comma 4 dell'art. 41-bis, "l'utilizzo dei materiali da scavo come sottoprodotto resta assoggettato al regime proprio dei beni e dei prodotti. A tal fine il trasporto di tali materiali è accompagnato, qualora previsto, dal documento di trasporto o da copia del contratto di trasporto redatto in forma scritta o dalla scheda di trasporto di cui agli articoli 6 e 7-his del D. Lgs. 286/2005 e s.m.i.

7. CONCLUSIONI

La presente relazione geologico-sismica è stata redatta a supporto del progetto per l'allestimento del laboratorio per prove strutturali dinamiche di Eucentre 3 sito a Pavia in via Ferrata n. 1. Il laboratorio oggetto di intervento fa parte dell'edificio denominato "Eucentre 3"
L'intervento non incide sulla volumetria esistente né sulla superficie lorda di pavimento esistente ed autorizzata.

L'elaborato oltre ad illustrare l'assetto geologico, idrogeologico e sismico dei luoghi prende in considerazione anche i risultati di indagini getecniche e sismiche pregresse, eseguite per l'edificazioni del complesso all'EUCENTRE – Lavori di costruzione nuovo centro – relazione geotecnica (ottobre 2009).

Dagli studi effettuati e dall'indagine eseguita sul terreno, ai sensi delle leggi vigenti, emerge una situazione geologica - idrogeologica idonea all'esecuzione dell'opera in progetto.

In particolare, i risultati delle analisi eseguite, consentono di indicare i seguenti dati geologici e geotecnici di sintesi:

- Dall'analisi dello studio geologico redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T.. del Comune di Pavia, risulta che l'area in esame ricade all'interno della **classe 1 – Fattibilità senza particolari limitazioni - sottoclasse A (b)**
  In questa classe sono comprese le zone ove non sono state rilevate specifiche contro indicazioni all'urbanizzazione ed alla edificabilità.

- Durante la campagna di indagini pregresse consultate è emerso come la falda superficiale si all'interno del sondaggio attrezzato a piezometro oscillasse tra i 3 e i 5 m dall'attuale piano campagna. Tale variazione di livello è dovuto al fatto che l'escursione annua della superficie freatica è influenzata sia dal ciclo delle irrigazioni sia dalla vicinanza del Fiume Ticino e sia normalmente di circa 1,50-2,00 m con il massimo innalzamento in corrispondenza del periodo estivo e la massima depressione in inverno. *Dalla ricerca bibliografica e dai risultati delle prove penetrometriche pregresse eseguite in prossimità dell'area in esame, è stato individuato un livello acquifero superficiale alla profondità variabile nell'intervallo compreso tra - 1,30m e - 2,00 m dal piano campagna.*

Secondo quanto riportato nella D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", il Comune di Pavia è passato dalla "classe sismica 4" alla "classe sismica 3". In base a tale legge, entrata in vigore il 10 Aprile 2016 (D.G.R n. 4144/2015 Regione Lombardia che sostituisce la D.G.R 10 ottobre 2014 – n. X/2489) non è più possibile svolgere le verifiche geotecniche utilizzando le tensioni ammissibili, ma di fatto, in accordo con il D.M. 14 gennaio 2008, esse dovranno essere condotte agli stati limite. I parametri sismici identificativi del sito sono:

- ✓ il territorio comunale di **Pavia** ricade in Zona 3 nella classificazione sismica nazionale.
- ✓ il sottosuolo, a seguito della verifica di II livello, è da assumere in categoria **C** (Tab. 3.2.II delle NTC);
- ✓ le condizioni morfologiche sono da inserire nella categoria **T1.**
- ✓ Il terreno non è suscettibile alla liquefazione

◈ L'elaborazione dei dati pregressi a disposizione, ha permesso di evidenziare una successione stratigrafica composta da **4 orizzonti** principali distinti per natura litologica, granulometria e grado di addensamento; in particolare, il modello litostratigrafico - geomeccanico ottenuto dall'analisi dei risultati delle prove pregresse (SPT - CPT), è così definito:

PROFONDITA' (m da p.c.)	**MODELLO LITOSTRATIGRAFICO**	**MODELLO GEOMECCANICO**	**Nspt**	**Qc**
da 0.00 a 7.00÷8.00	sabbia medio grossolana deb. limosa	**orizzonte A**	**8÷12**	**60÷200**
da 7.00÷8.00 a 11.00	Alternanza di livelli limoso argillosi e limoso sabbiosi	**orizzonte B**	**7÷10**	**7÷53**
da 11.00 a 15.00	sabbia medio grossolana deb. limosa	**orizzonte C**	**6÷15**	**/**
da 15.00 a 25.00	sabbia medio grossolana deb. Con locali livelli limoso argillosi 15.00-16..00 e 19.50-20.50 (orizzonte D')	**orizzonte D**	**15÷34**	**/**

Per l'adempimento di quanto prescritto dalle **Nuove Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008**, il presente studio dovrà essere integrato con una relazione geotecnica che motivi la scelta del sistema di fondazione adottato, ne verifichi gli aspetti di collasso per capacità portante agli **SLU** e le condizioni di equilibrio agli **SLE**.

Al fine di non alterare l'attuale equilibrio dell'area investigata nonché la stabilità dell'area circostante, si raccomanda di:

- ✓ adottare una scrupolosa raccolta e regimazione delle acque di scolo superficiali, eliminando l'infiltrazione idrica entro il terreno d'imposta delle fondazioni;
- ✓ prevedere la realizzazione di un idoneo sistema di impermeabilizzazione di eventuali strutture interrate e/o seminterrate poiché potrebbero essere interessate da oscillazioni stagionali della falda freatica superficiale
- ✓ in considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno, si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti con fronte di scavo avente altezza superiore a 1,5 m, utilizzando opportune strutture di sostegno (scavo a campione, scavo tradizionale con pendenza adeguata).

  Tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni adiacenti l'area oggetto d'intervento, inoltre l'opera di sostegno delle terre permetterà di poter lavorare nello scavo in assoluta sicurezza, come previsto come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni*".

L'apertura degli scavi di sbancamento consentirà la verifica in continuo delle caratteristiche geotecniche del terreno sul piano di posa delle fondazioni adeguando, se del caso, i criteri tecnici sopra esposti, si raccomanda al D.L. di verificare l'omogeneità litologica e geotecnica dei terreni su tutta l'area interessata dalla fondazione prevedendo l'asportazione di eventuali strati sciolti e la loro successiva sostituzione con cls magro e/o inerte compattato.

Settembre 2016

dott. geol. Gianluca Nascimbene



BIBLIOGRAFIA

Braga G., Bellinzona G., Berdardelli R., Casnedi R., Castoldi E., Cerro A., Cotta Ramusino S., Gianotti R., Marchetti G., Peloso G.F. (1976) – Indagini preliminare sulle falde acquifere profonde della porzione di Pianura Padana compresa nelle province di Brescia, Milano, Piacenza, Pavia e Alessandria. Quad. Ist. Ric. sulle Acque, 28 (2) – Roma.

Regione Lombardia - Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 - Foglio B7b4.

Cestari F. " Prove geotecniche in sito" ed. Geo-Grph s.n.c., 1990.

Colombo P. "Elementi di Geotecnica", Zanichelli – Bologna.

Servizio geologico d'Italia, Roma. Foglio n° 59 "Pavia" Carta Geologica d'Italia in scala 1 : 100.000.

Andrus R. D., Stokoe K. H., II (1997). "Liquefaction resistance based on shear wave velocity", NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, T. L. Youd and I. M. Idriss, Eds., held 4-5 january 1996, Salt Lake City, UT, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 89-128

Andrus R. D., Stokoe K. H., II (2000). "Liquefaction resistance of soil from shear wave velocity", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 126, n. 11, pp. 1015-1025

Idriss I.M., Boulanger R.W. (2008). "Soil Liquefaction during Earthquakes" Earthquake Engineering Research Institute, MNO-12

INGV (2004). "Zonazione sismogenetica ZS9 - App.2 al Rapporto Conclusivo" a cura di Meletti C. e Valensise G.

Youd T. L., Idriss I. M., Andrus R. D., Arango I., Castro G., Christian J. T., Dobry R., Finn W. D. L., Harder L. F. Jr., Hynes M. E., Ishihara K., Koester J. P., Liao S. S. C., Marcusson W. F. III, Martin G. R., Mitchell J. K., Moriwaki Y., Power M. S., Robertson P. K., Seed R. B., Stokoe K. H. II (2001). "Liquefaction resistance of soil: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(10)

di Sacchi T. & C. Via Molino 54/A 27010 San Zenone Po (PV)
Tel. 0382 79326 - 335 5493146 E-mail. gheos-fs@libero.it
C.F. e P:IVA 01753420189. Reg.Imp.7727/1998

Sig. ra Valentina Ferro

Via Folla di Sopra 20

Pavia

Indagini geofisiche, geognostiche e verifiche di compatibilità geologica, per la costruzione di un basso manufatto sito in Via Folla di Sopra 20, Pavia.

R1 - Relazione Geologica ai sensi del DM 17/01/18 NTC
R2 - Relazione Geotecnica ai sensi del DM 17/01/18 NTC
R3 - Relazione Geologica ai sensi della DGR IX/2616/2011

Maggio 2018

R1 – Relazione Geologica ai sensi del DM 17/01/18 NTC

Indagini geofisiche, geognostiche e verifiche di compatibilità geologica, per la costruzione di un basso manufatto sito in Via Folla di Sopra 20, Pavia.

• PREMESSE

La presente indagine è stata commissionata allo scopo di individuare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni interessati alla costruzione di un basso manufatto sito in Via Folla di Sopra 20, Pavia.
Il programma delle indagini ha previsto il riutilizzo di n.1 prova penetrometrica statica, fino alla profondità massima di 10.00 m, eseguite dalla società Gheos nel Febbraio 2005 in un'area limitrofa a quella in esame, con l'utilizzo del penetrometro automatico PAGANI TG 63/200 dotato di trasduttore di carico e display digitale riportante i valori compensati del carico alla punta in Kg/cmq.
A completamento dell'indagine è stata eseguita un'indagine sismica di superficie di tipo HVSR, per la caratterizzazione dei terreni in chiave sismica (VS 30) con una registrazione di venti minuti attraverso un geofono tridimensionale.

• MODALITÀ DELL'INDAGINE PENETROMETRICA STATICA

Prove Penetrometriche Statiche a punta meccanica Begemann (Cone Penetration Test CPT)
Procedure di riferimento: ASTM (D3441-79) (3441-86),
Raccomandazioni AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977),
ISSMFE (Internatione Society of Soil Mechanics and geotechnical Engineering), 1988
Penetrometro TG 63/200 KN Manuale d'uso del Costruttore (Pagani)

• MODALITÀ OPERATIVA DI CAMPAGNA DELL'INDAGINE PENETROMETRICA STATICA

La prova penetrometrica statica si realizza infiggendo nel terreno la speciale punta meccanica Begeman, collegata ad una batteria di aste, mediante la pressione del gruppi di spinta idraulica del penetrometro, alla velocità standardizzata di 2 cm al secondo. Suddetta punta, avente un diametro alla punta di 36 mm, una conicità di 60° e una superficie sul piano orizzontale di 10 cm, supporta, lungo il suo stelo, un manicotto di frizione la cui superficie laterale è di 150 cm^2. La punta stessa è raccordata tramite filettatura conica ad una batteria di aste con diametro di 36 mm. che alloggiano al loro interno una serie di astine con diametro di 15 mm. Utilizzando il selettore meccanico di cui è dotata la testa di spinta del penetrometro si spinge alternativamente sulle astine interne e sulle aste esterne mediante l'interposta cella di pressione.
La cella è dotata di un trasduttore di carico in grado di convertire lo sforzo di spinta in un segnale elettrico, che opportunamente condizionato viene visualizzato sul display digitale della centralina menzionata, essa esprime i valori di resistenza alla punta in kg/cm^2, in Kg per lo sforzo di attrito laterale agente sul manicotto di frizione ed in Kg per quanto riguarda la resistenza totale.
Caricando quindi sulla astine interne per i primi 4 cm si ottiene il carico di rottura del terreno in kg/cm, continuando l'avanzamento per altri 4 cm si infigge il manicotto laterale ed il valore letto in centralina rappresenta l'attrito laterale del terreno, proseguendo nell'infissione si misura il valore totale, cioè carico di punta + attrito laterale sul manicotto + attrito laterale sulla batteria di aste, si riprende la spinta sulla batteria di aste esterna per 12 cm in modo tale da avere la tripletta di valori per tratti di 20 cm di terreno attraversato.
In effetti la misura del valore di resistenza totale (Rt) è un numero che non ha una particolare importanza ai fini interpretativi della prova, ma bensì è un elemento di controllo della buona esecuzione della procedura in campagna, pertanto esso viene rilevato saltuariamente in casi di dubbi nell'acquisizione dei valori o per conferma della spinta totale del penetrometro che è di 20 ton. I valori di campagna vengono riportati sul MOD. 7510

• MODALITÀ OPERATIVA D'UFFICIO DELL'INDAGINE PENETROMETRICA STATICA E DINAMICA

I dati di campagna riportati sul MOD. 7510, vengono caricati su computer tramite Software dedicato (Programma win-cpt per le statiche e win-din per le dinamiche); questi programmi ordinano le prove per cantiere di esecuzione adottando una numerazione progressiva, divisa per anno di esecuzione e per computer di memorizzazione. (N° cantiere – anno di esecuzione-computer utilizzato, ...) Il trattamento dei dati permette di stampare:i certificati di campagna, numerici ed in grafico, le valutazione litologiche secondo il metodo Begemann e AGI 1977 e secondo il metodo di Schmertmann 1978, i parametri geotecnici del terreno per intervalli di 20 cm.

• BREVE DESCRIZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE ESEGUITE

La prova eseguita, può essere così schematizzata. Viene di seguito diagrammata, riporta i valori di campagna e indica la presenza di :

Prova 1

LIVELLO 1 da 0.00 sino a 2.60 m,	sabbia debolmente limosa	(10 Nspt)
LIVELLO 2 da 2.60 sino a 3.80 m,	sabbia limosa	(7 Nspt)
LIVELLO 3 da 3.80 sino a 5.20 m,	sabbia debolmente limosa	(12 Nspt)
LIVELLO 4 da 5.20 sino a 6.20 m,	sabbia con ghiaia	(40 Nspt)
LIVELLO 5 da 6.20 sino a 7.20 m,	sabbia	(18 Nspt)
LIVELLO 6 da 7.20 sino a 8.80 m,	sabbia con ghiaia	(35 Nspt)
LIVELLO 7 da 8.80 sino a 10.00 m,	sabbia	(21 Nspt)

• INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI E GEOTECNICI

Sempre utilizzando i dati di campagna è possibile, per ogni strato avente spessore di 20 cm, individuare una serie di valori numerici che caratterizzano i terreni attraversati dalle prove penetrometriche, questi valori vanno dal peso dell'unità di volume ai vari moduli di deformazione, all'angolo di attrito interno, al valore delle coesione non drenata, da utilizzarsi nelle zone sismiche per calcolare la potenziale liquefazione delle sabbie.
Al momento dell'indagine è stato individuato il livello della falda freatica posto a – 2.9 m da piano campagna.

In allegato Ubicazione indagini, legende delle prove penetrometriche, certificati, diagrammi, valutazioni litologiche e tabelle dei parametri geotecnici.



• INDAGINE SISMICA

Ad integrazione dell'indagine è stato eseguito un rilevamento sismico passivo di tipo HVSR per la determinazione delle Vs 30, onde che servono per classificare sismicamente i terreni coinvolti nel progetto. L'energizzazione è causata dai microtremori che il terreno produce di continuo. La strumentazione di acquisizione dati è composta dal sismografo ECHO 24 con l'utilizzo di cavi multipolari e un geofono tridimensionale da 4,5 Hz. Scopo dell'indagine è stato essenzialmente quello di fornire indicazioni relative alla velocità di propagazione delle onde sismiche di compressione P e di taglio S con conseguente possibilità di individuare i rapporti geometrici nel sottosuolo tra i terreni sciolti e quelli dotati di coesione ed, entro questi, quelli più o meno disgiunti per fessurazione e fatturazione e di caratterizzare il terreno sino a 30 metri di profondità in termini di propagazione delle onde sismiche di taglio S.

Gheos S.a.s., San Zenone al Po 28/05/2018

GHEOS S.a.s. di Sacchi G. & C.
Via Molino, 54/A
27010 San Zenone al Po (PV) Tel. 0382/79326

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

PENETROMETRO STATICO OLANDESE tipo GOUDA (tipo meccanico).

Caratteristiche:

- punta conica meccanica Ø 35.7 mm, angolo di apertura α= 60 ° -(area punta Ap = 10 cm²)
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (Ø 35.7 mm - h 133 mm - sup. lat. Am. = 150 cm²)
- velocità di avanzamento costante V = 2 cm / sec (± 0,5 cm / sec)
- spinta max nominale dello strumento Smax variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett.⇒ Spinta) Ct = SPINTA (Kg) / LETTURA DI CAMPAGNA

fase 1 - resistenza alla punta qc (Kg / cm²) = (L. punta) Ct /10

fase 2 - resistenza laterale locale fs (Kg / cm²) = [(L. laterale) - (L. punta)] Ct / 150

fase 3 - resistenza totale Rt (Kg) = (L. totale) Ct

qc / fs = 'rapporto Begemann'

- L. punta = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)
- L. laterale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- L. totale = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta S (Kg) , corrispondente a ciascuna fase , si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione Ct .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro , la resistenza laterale locale fs viene computata 20 cm sopra la punta .

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N ≈ 100 kg = 0,1 t - 1MN (megaNewton) = 1000 kN = 1000000 N ≈ 100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa ≈ 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²

1 MPa (MegaPascal) = 1 MN/m² = 1000 kN/m² = 1000 kPa ≈ 100 t / m2 = 10 kg/cm²

kg/cm² = 10 t/m² ≈ 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 Mpa

1 t = 1000 kg ≈ 10 kN

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto: **F = (qc / fs)**

(Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977)

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

F = qc / fs	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
F < 15	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
15 < F ≤ 30	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
30 < F ≤ 60	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
F > 60	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di qc e di FR = (fs / qc) % :

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- 1/3 ± 1/2 di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

GHEOS S.a.s. di Sacchi G. & C.
Via Molino, 54/A
27010 San Zenone al Po (PV) Tel. 0382/79326

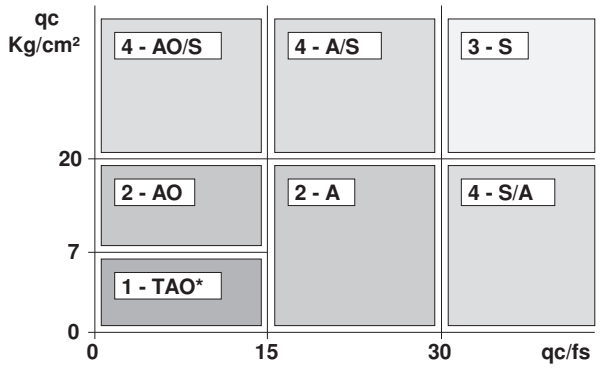
LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

SCELTE LITOLOGICHE (validità orientativa)

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto qc / fs
(Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

qc ≤ 20 kg/cm² : possibili terreni COESIVI anche se (qc / fs) > 30

qc ≥ 20 kg/cm² : possibili terreni GRANULARI anche se (qc / fs) < 30



NATURA LITOLOGICA

1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIMIBILITA'
2 - COESIVA IN GENERE
3 - GRANULARE
4 - COESIVA / GRANULARE

PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - qc - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982)

σ'vo = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')

Cu = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : Cu - qc]

OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - Cu - σ'vo]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)

Eu = modulo di deformazione non drenato (terr.coes.) [correl. : Eu - Cu - OCR - Ip Ip= ind.plast.]
Eu50 - Eu25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)

E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - qc]
E'50 - E'25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza F = 2 - 4 rispettivamente)
(Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski et al. 1983)

Mo = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : Mo - qc - natura]
(Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)

Dr = densità relativa (terreni gran. N. C. - normalmente consolidati)
[correlazioni : Dr - qc - σ'vo] (Schmertmann 1976)

Ø' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : Ø' - Dr - qc - σ'vo]
(Schmertmann 1978 - Durgunoglu & Mitchell 1975 - Meyerhof 1956 / 1976)
Ø1s - (Schmertmann) sabbia fine uniforme Ø2s - sabbia media unif./ fine ben gradata
Ø3s - sabbia grossa unif./ media ben gradata Ø4s - sabbia-ghiaia poco lim./ ghiaietto unif.
Ødm - (Durgunoglu & Mitchell) sabbie N.C. Ømy - (Meyerhof) sabbie limose

Amax = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
(g = acc.gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (Amax/g) - Dr]

GHEOS S.a.s. di Sacchi G. & C.
Via Molino, 54/A
27010 San Zenone al Po (PV) Tel. 0382/79326

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 1
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

2.01PG05-015

- committente : Sig.ra Valentina Ferro
- lavoro : Verifica di compatibilità geologica di un basso manu
- località : Via Folla di Sopra 20, Pavia
- note :
- data : 23/05/1918
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 2,90 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna punta	laterale	qc kg/cm²	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna punta	laterale	qc kg/cm²	fs	qc/fs
0,20	24,0	29,0	24,0	0,80	30,0	5,20	50,0	92,0	50,0	3,60	14,0
0,40	27,0	39,0	27,0	1,93	14,0	5,40	145,0	199,0	145,0	2,67	54,0
0,60	41,0	70,0	41,0	1,87	22,0	5,60	183,0	223,0	183,0	3,67	50,0
0,80	40,0	68,0	40,0	1,80	22,0	5,80	151,0	206,0	151,0	3,40	44,0
1,00	48,0	75,0	48,0	2,07	23,0	**6,00**	149,0	200,0	149,0	2,60	57,0
1,20	42,0	73,0	42,0	2,00	21,0	6,20	173,0	212,0	173,0	2,87	60,0
1,40	40,0	70,0	40,0	1,80	22,0	6,40	85,0	128,0	85,0	2,00	42,0
1,60	48,0	75,0	48,0	1,80	27,0	6,60	65,0	95,0	65,0	1,60	41,0
1,80	49,0	76,0	49,0	1,87	26,0	6,80	75,0	99,0	75,0	1,87	40,0
2,00	51,0	79,0	51,0	2,07	25,0	**7,00**	70,0	98,0	70,0	2,27	31,0
2,20	50,0	81,0	50,0	1,87	27,0	7,20	79,0	113,0	79,0	2,07	38,0
2,40	52,0	80,0	52,0	2,20	24,0	7,40	110,0	141,0	110,0	2,07	53,0
2,60	50,0	83,0	50,0	0,40	125,0	7,60	120,0	151,0	120,0	1,60	75,0
2,80	27,0	33,0	27,0	0,73	37,0	7,80	132,0	156,0	132,0	3,33	40,0
3,00	24,0	35,0	24,0	0,73	33,0	**8,00**	200,0	250,0	200,0	4,00	50,0
3,20	25,0	36,0	25,0	0,60	42,0	8,20	221,0	281,0	221,0	1,80	123,0
3,40	29,0	38,0	29,0	0,60	48,0	8,40	112,0	139,0	112,0	1,53	73,0
3,60	31,0	40,0	31,0	0,73	42,0	8,60	115,0	138,0	115,0	1,73	66,0
3,80	33,0	44,0	33,0	2,67	12,0	8,80	125,0	151,0	125,0	2,00	62,0
4,00	41,0	81,0	41,0	1,93	21,0	**9,00**	89,0	119,0	89,0	2,27	39,0
4,20	52,0	81,0	52,0	1,20	43,0	9,20	80,0	114,0	80,0	1,93	41,0
4,40	52,0	70,0	52,0	2,80	19,0	9,40	91,0	120,0	91,0	2,07	44,0
4,60	47,0	89,0	47,0	2,53	19,0	9,60	85,0	116,0	85,0	2,27	38,0
4,80	45,0	83,0	45,0	2,87	16,0	9,80	83,0	117,0	83,0	2,40	35,0
5,00	48,0	91,0	48,0	2,80	17,0	**10,00**	85,0	121,0	85,0	-----	----

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann ø = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

GHEOS S.a.s. di Sacchi G. & C.
Via Molino, 54/A
27010 San Zenone al Po (PV) Tel. 0382/79326

Rifer. 22-18-1

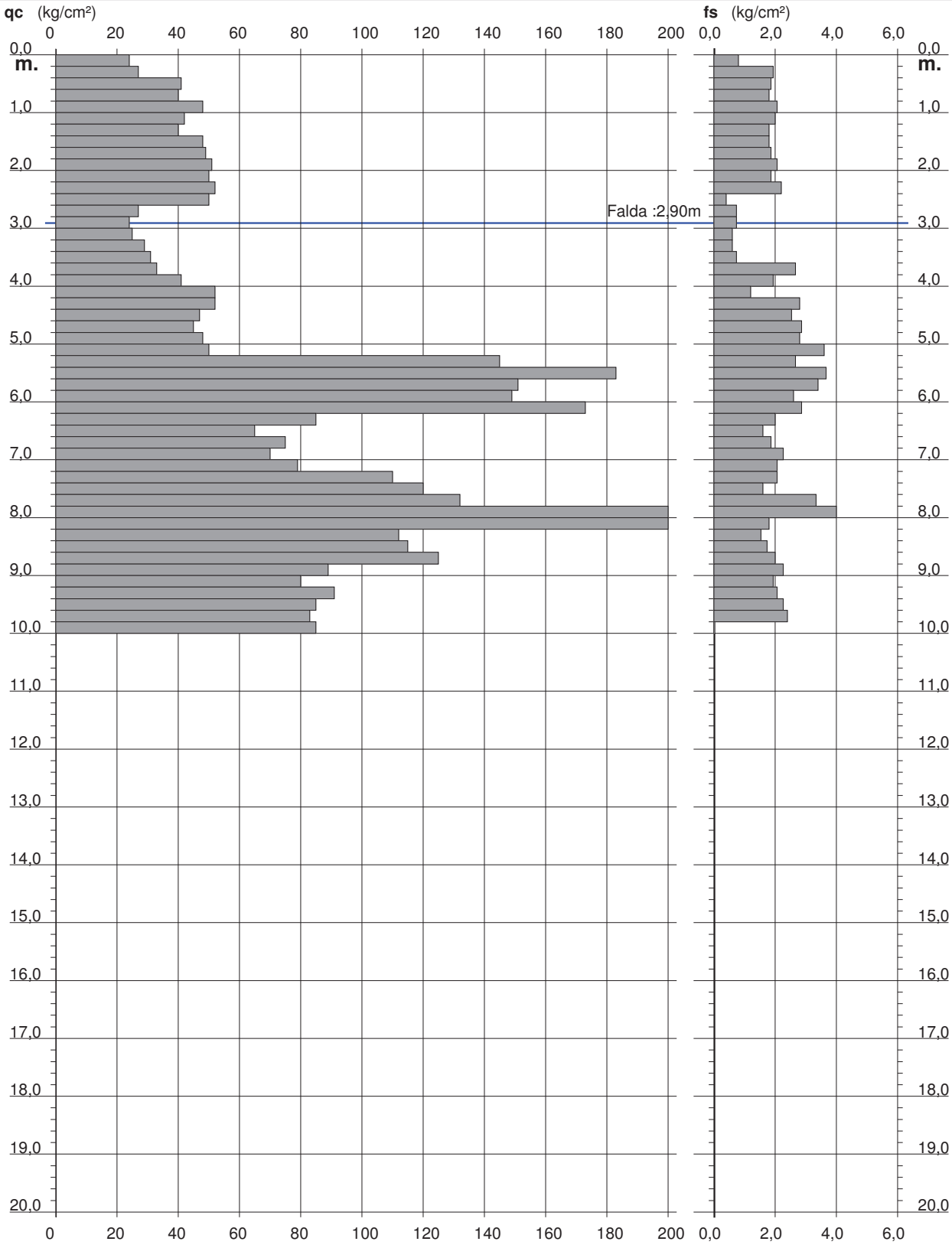
PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.01PG05-015

- committente : Sig.ra Valentina Ferro
- lavoro : Verifica di compatibilità geologica di un basso manu
- località : Via Folla di Sopra 20, Pavia

- data : 23/05/1918
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 2,90 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



GHEOS S.a.s. di Sacchi G. & C.
Via Molino, 54/A
27010 San Zenone al Po (PV) Tel. 0382/79326

Rifer. 22-18-1

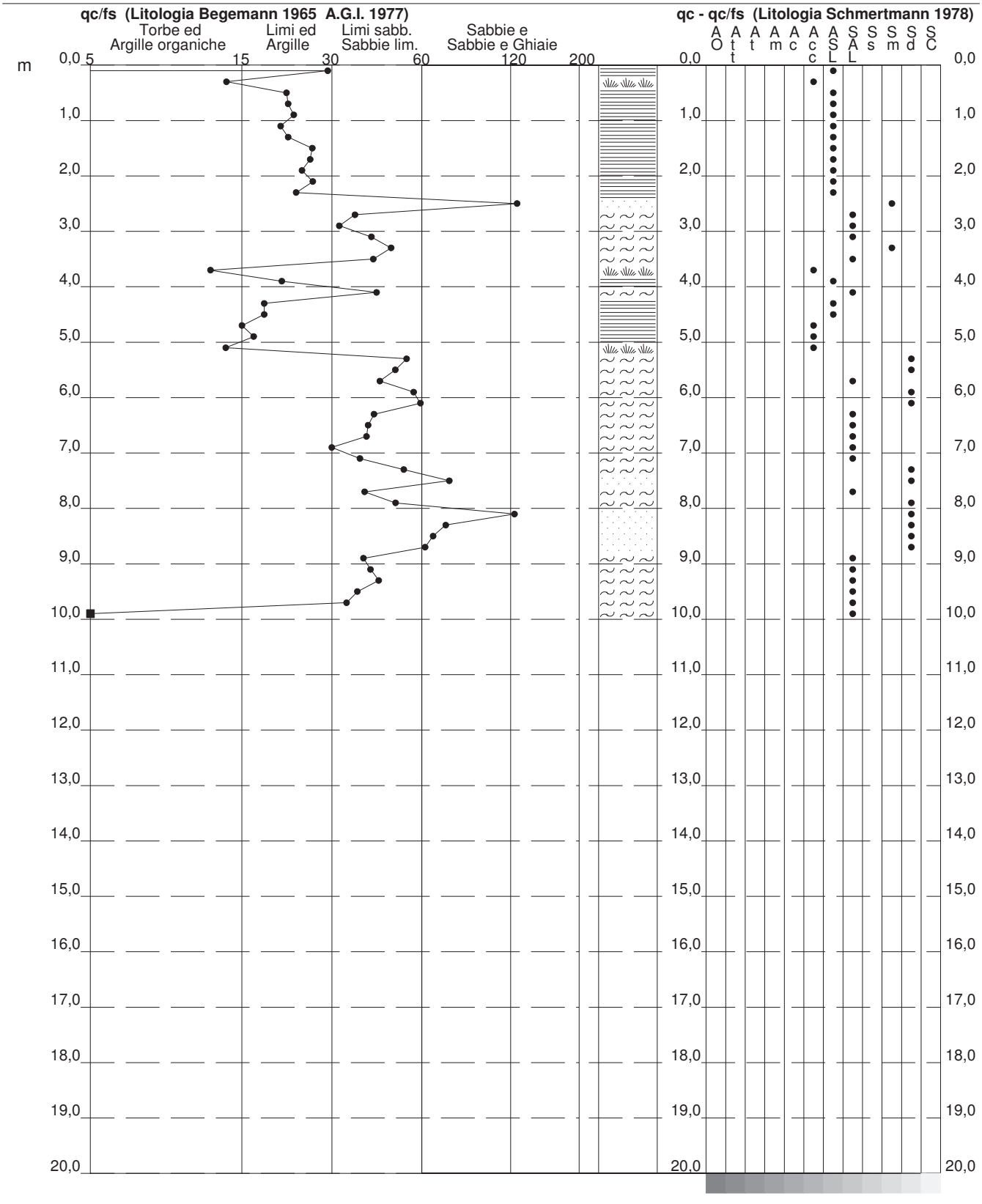
PROVA PENETROMETRICA STATICA
VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

2.01PG05-015

- committente : Sig.ra Valentina Ferro
- lavoro : Verifica di compatibilità geologica di un basso manu
- località : Via Folla di Sopra 20, Pavia
- note :

- data : 23/05/1918
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 2,90 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



GHEOS S.a.s. di Sacchi G. & C.
Via Molino, 54/A
27010 San Zenone al Po (PV) Tel. 0382/79326

PROVA PENETROMETRICA STATICA
TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1

2.01PG05-015

- committente : Sig.ra Valentina Ferro
- lavoro : Verifica di compatibilità geologica di un basso manu
- località : Via Folla di Sopra 20, Pavia
- note :

- data : 23/05/1918
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 2,90 m da quota inizio
- pagina : 1

											NATURA COESIVA								NATURA GRANULARE			
Prof. m	qc kg/cm²	qc/fs (-)	Natura Litol.	Y' t/m³	d'vo kg/cm²	Cu kg/cm²	OCR (-)	Eu50 kg/cm²	Eu25 kg/cm²	Mo kg/cm²	Dr %	ø1s (°)	ø2s (°)	ø3s (°)	ø4s (°)	ødm (°)	ømy (°)	Amax/g (-)	E'50 kg/cm²	E'25 kg/cm²	Mo kg/cm²
0,20	24	30	4/:/:	1,85	0,04	0,89	99,9	151	227	72	100	42	43	45	46	45	28	0,258	40	60	72
0,40	27	14	4/:/:	1,85	0,07	0,95	99,9	161	242	81	91	41	42	44	45	43	28	0,225	45	68	81
0,60	41	22	4/:/:	1,85	0,11	1,37	99,9	232	349	123	95	41	43	44	46	43	30	0,240	68	103	123
0,80	40	22	4/:/:	1,85	0,15	1,33	98,0	227	340	120	87	40	42	43	45	41	30	0,213	67	100	120
1,00	48	23	4/:/:	1,85	0,19	1,60	93,1	272	408	144	88	40	42	43	45	41	31	0,216	80	120	144
1,20	42	21	4/:/:	1,85	0,22	1,40	62,7	238	357	126	79	39	41	42	44	40	30	0,186	70	105	126
1,40	40	22	4/:/:	1,85	0,26	1,33	48,7	227	340	120	73	38	40	42	44	39	30	0,170	67	100	120
1,60	48	27	4/:/:	1,85	0,30	1,60	51,7	272	408	144	76	39	40	42	44	39	31	0,179	80	120	144
1,80	49	26	4/:/:	1,85	0,33	1,63	45,8	278	417	147	74	38	40	42	44	39	31	0,172	82	123	147
2,00	51	25	4/:/:	1,85	0,37	1,70	42,2	289	434	153	73	38	40	42	44	39	31	0,168	85	128	153
2,20	50	27	4/:/:	1,85	0,41	1,67	36,6	283	425	150	70	38	40	42	44	38	31	0,159	83	125	150
2,40	52	24	4/:/:	1,85	0,44	1,73	34,5	295	442	156	69	38	40	42	44	38	31	0,157	87	130	156
2,60	50	125	3::::	1,85	0,48	--	--	--	--	--	66	37	39	41	43	37	31	0,147	83	125	150
2,80	27	37	3::::	1,85	0,52	--	--	--	--	--	43	34	36	39	41	33	28	0,087	45	68	81
3,00	24	33	3::::	0,86	0,54	--	--	--	--	--	38	33	36	38	41	33	28	0,076	40	60	72
3,20	25	42	3::::	0,86	0,55	--	--	--	--	--	39	33	36	38	41	33	28	0,077	42	63	75
3,40	29	48	3::::	0,87	0,57	--	--	--	--	--	43	34	36	39	41	33	29	0,087	48	73	87
3,60	31	42	3::::	0,88	0,59	--	--	--	--	--	45	34	37	39	42	33	29	0,091	52	78	93
3,80	33	12	4/:/:	0,97	0,61	1,10	13,2	187	281	99	46	34	37	39	42	34	29	0,094	55	83	99
4,00	41	21	4/:/:	1,00	0,63	1,37	16,6	232	349	123	53	35	38	40	42	35	30	0,111	68	103	123
4,20	52	43	3::::	0,92	0,65	--	--	--	--	--	60	36	38	41	43	36	31	0,131	87	130	156
4,40	52	19	4/:/:	1,01	0,67	1,73	20,8	295	442	156	59	36	38	41	43	36	31	0,129	87	130	156
4,60	47	19	4/:/:	1,01	0,69	1,57	17,6	266	400	141	55	36	38	40	42	35	31	0,118	78	118	141
4,80	45	16	4/:/:	1,00	0,71	1,50	16,1	255	383	135	53	35	38	40	42	34	31	0,112	75	113	135
5,00	48	17	4/:/:	1,01	0,73	1,60	16,9	272	408	144	55	36	38	40	42	35	31	0,116	80	120	144
5,20	50	14	4/:/:	1,01	0,75	1,67	17,1	283	425	150	55	36	38	40	42	35	31	0,118	83	125	150
5,40	145	54	3::::	1,07	0,77	--	--	--	--	--	91	41	42	44	45	40	36	0,227	242	363	435
5,60	183	50	3::::	1,12	0,79	--	--	--	--	--	99	42	43	44	46	41	37	0,253	305	458	549
5,80	151	44	3::::	1,08	0,81	--	--	--	--	--	91	41	42	44	45	40	36	0,227	252	378	453
6,00	149	57	3::::	1,07	0,83	--	--	--	--	--	90	41	42	44	45	40	36	0,224	248	373	447
6,20	173	60	3::::	1,11	0,86	--	--	--	--	--	95	41	43	44	46	40	37	0,239	288	433	519
6,40	85	42	3::::	0,98	0,87	--	--	--	--	--	70	38	40	42	44	37	33	0,158	142	213	255
6,60	65	41	3::::	0,94	0,89	--	--	--	--	--	60	36	38	41	43	35	32	0,130	108	163	195
6,80	75	40	3::::	0,96	0,91	--	--	--	--	--	64	37	39	41	43	36	32	0,143	125	188	225
7,00	70	31	3::::	0,95	0,93	--	--	--	--	--	61	37	39	41	43	35	32	0,134	117	175	210
7,20	79	38	3::::	0,97	0,95	--	--	--	--	--	65	37	39	41	43	36	33	0,145	132	198	237
7,40	110	53	3::::	1,02	0,97	--	--	--	--	--	76	39	40	42	44	38	34	0,177	183	275	330
7,60	120	75	3::::	1,03	0,99	--	--	--	--	--	78	39	41	42	44	38	35	0,185	200	300	360
7,80	132	40	3::::	1,05	1,01	--	--	--	--	--	81	39	41	43	44	38	35	0,194	220	330	396
8,00	200	50	3::::	1,15	1,04	--	--	--	--	--	95	41	43	44	46	40	38	0,240	333	500	600
8,20	221	123	3::::	1,15	1,06	--	--	--	--	--	98	42	43	44	46	40	38	0,251	368	553	663
8,40	112	73	3::::	1,02	1,08	--	--	--	--	--	74	38	40	42	44	37	34	0,171	187	280	336
8,60	115	66	3::::	1,02	1,10	--	--	--	--	--	74	38	40	42	44	37	35	0,173	192	288	345
8,80	125	62	3::::	1,04	1,12	--	--	--	--	--	77	39	40	42	44	38	35	0,180	208	313	375
9,00	89	39	3::::	0,98	1,14	--	--	--	--	--	65	37	39	41	43	36	33	0,144	148	223	267
9,20	80	41	3::::	0,97	1,16	--	--	--	--	--	61	36	39	41	43	35	33	0,132	133	200	240
9,40	91	44	3::::	0,99	1,18	--	--	--	--	--	65	37	39	41	43	36	33	0,144	152	228	273
9,60	85	38	3::::	0,98	1,20	--	--	--	--	--	62	37	39	41	43	35	33	0,136	142	213	255
9,80	83	35	3::::	0,97	1,22	--	--	--	--	--	61	37	39	41	43	35	33	0,133	138	208	249
10,00	85	--	3::::	0,98	1,24	--	--	--	--	--	61	37	39	41	43	35	33	0,134	142	213	255

FELICE SACCHI GEOLOGO Ordine dei Geologi della Lombardia n° 367

Via Molino 54/A 27010 San Zenone Po (PV) 0382 79326 E-mail: gheos-fs@libero.it
PARTITA IVA 00859390189 Cod.Fisc. SCC FLC 49H25 F205Z

• INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

Il territorio del Comune di Pavia si colloca nella Pianura Padana, a Nord di San Martino Siccomario, a Sud di Borgarello e San Genesio ed Uniti e ad Ovest di Linarolo e Cura Carpignano. Le coordinate geografiche decimali medie del terreno indagato sono: 45.189640 N, 9.138482 E.

La formazione della pianura

La Pianura Padana è costituita da una successione plio-quaternaria di ambiente marino e continentale, con spessori dell'ordine delle migliaia di metri, ricoprente in discordanza da un substrato deformato, costituito da rocce carbonatiche e terrigene mesozoico-eoceniche e da depositi oligo-miocenici.
Essa comincia a delinearsi alla fine del Pliocene, quando nel braccio di mare Adriatico, che allora giungeva a lambire i piedi delle Alpi occidentali, si accumulano, su un complesso prevalentemente argilloso di origine marina, materiali provenienti attraverso i fiumi, dalle catene di neoformazione.
A partire dal Pleistocene, e durante tutto il Quaternario, l'evoluzione geologica dell'area, è il risultato dei fenomeni di sollevamento che hanno comportato il passaggio da condizioni ambientali marine a quelle continentali con la deposizione di sedimenti via più grossolani. Le fasi di espansione e regressione dei ghiacciai succedutesi in età quaternaria, oltre che l'azione di erosione, trasporto e deposizione da parte di corsi d'acqua hanno determinato la formazione di depositi morenici nella parte alta della pianura padana, fluvioglaciali nella sua parte centrale e fluviali nella parte bassa.
Durante le fasi di espansione, i ghiacciai hanno originato le grandi cerchie moreniche che man mano si sono accumulate ai piedi dei rilievi prealpini; nelle fasi di ritiro, i torrenti e le fiumare hanno invece eroso buona parte di questi accumuli, trasportando a valle grandi quantità di materiale, dai ciottoli più grandi al limo più fine, colmando progressivamente il bacino padano-adriatico.
Ad ogni stadio interglaciale, la forza erosiva dei corsi d'acqua ha causato l'incisione e la rimozione dei sedimenti fluviali precedentemente deposti con la formazione di sistemi di terrazzi in corrispondenza dei nuovi percorsi fluviali all'interno della pianura.
Da un punto di vista geomorfologico, la Pianura lombarda può essere suddivisa in tre settori:
• Il primo settore corrisponde all'alta Pianura, caratterizzata dalla presenza di più ordini di terrazzi costituiti da depositi fluvioglaciali e alluvionali, generati dall'azione erosiva e di deposito operata dalle fiumane che fuoriuscivano dalle lingue glaciali.
• Il settore di media pianura e parte del territorio di Pavia è compreso tra la linea superiore e quella inferiore dei fontanili (o risorgive), si sviluppa secondo un piano debolmente inclinato verso sud ed è costituito da depositi fluvioglaciali recenti (Diluvium recente), localmente interrotti dalle alluvioni dei corsi d'acqua principali.
• Il terzo settore, che si trova a sud della linea inferiore dei fontanili; è costituito da alluvioni fini ed è caratterizzato da una morfologia piatta ed uniforme. Le litologie superficiali ed affioranti sono costituite dalle alluvioni fluviali e fluvioglaciali plioceniche, tranne che per l'orizzonte superficiale agricolo, di terreni sabbiosi, limo sabbiosi e ghiaiosi.

Geologia dell'area

Come si desume dall'analisi della carta geologica F°59 PAVIA, il territorio comunale di Pavia è costituito in superficie quasi interamente da terreni alluvionali quaternari noti come "***Q_2a***: *Alluvioni dei terrazzi compresi fra la superficie dell'Alluvium recente e la superficie principale della pianura; per lo più si tratta di alluvioni deposte dopo una fase di erosione (alluvium antico o diluvium tardivo); localmente invece i terrazzi sono di pura erosione. Ghiaie e sabbie prevalenti.*"

La morfologia naturale dell'area è stata in parte modificata dalle attività antropiche.

Si vuole a questo punto, ricostruire nel dettaglio la successione dell'area della pianura padana su cui in parte si inserisce il territorio del comune di Pavia, utilizzando le numerose informazioni che ci derivano sia dai sondaggi eseguiti dall'Agip per la ricerca petrolifera e geotermica, sia da lavori esistenti in letteratura.

<table>
<tr><th colspan="9">DESCRIZIONE GEOLOGICA SECONDO I DIFFERENTI AUTORI</th></tr>
<tr><th></th><th colspan="2">UNITA' LITOLOGICHE</th><th colspan="2">UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE</th><th>UNITA' STRATIGRAFICHE</th><th>ETA'</th><th>UNITA' IDROGEOLOGICHE</th></tr>
<tr><th></th><th colspan="2">Mazzarella S. e Martinis B.</th><th colspan="2">Francani V. e Pozzi R.</th><th>A.G.I.P.</th><th></th><th>Avanzini M. et Al.</th></tr>
<tr><td rowspan="4"></td><td rowspan="3">LITOZONA GHIAIOSO-SABBIOSA</td><td rowspan="3">ACQUIFERO TRADIZIONALE</td><td>FLUVIOGLACIALE WURM AUCT. (Diluvium recente)</td><td>I ACQUIFERO</td><td rowspan="3">ALLUVIONE</td><td>PLEISTOCENE SUPERIORE</td><td>UNITA' GHIAIOSO-SABBIOSA</td></tr>
<tr><td>FLUVIOGLACIALE RISS-MINDEL-WURM (Dil. Medio-Antico)</td><td rowspan="2">II ACQUIFERO</td><td>PLEISTOCENE MEDIO</td><td>UNITA' GHIAIOSO SABBIOSO-LIMOSA</td></tr>
<tr><td>CEPPO AUCT.</td><td rowspan="3">PLEISTOCENE INFERIORE</td><td>UNITA' A CONGLOMERATI E ARENARIE BASALI</td></tr>
<tr><td>LITOZONA SABBIOSO-ARGILLOSA</td><td>ACQUIFERI PROFONDI</td><td>VILLAFRANCHIANO</td><td>III ACQUIFERO</td><td>SABBIE DI ASTI</td><td>UNITA' SABBIOSO-ARGILLOSA (facies continentali e di transizione)</td></tr>
<tr><td>LITOZONA ARGILLOSA</td><td></td><td></td><td></td><td>(CALABRIANO)</td><td>UNITA' ARGILLOSA (facies marina)</td></tr>
</table>

Partendo dall' alto, le unità distinte dagli autori sono le seguenti:

- Unità ghiaioso-sabbiosa (Olocene – Pleistocene superiore)

Questa unità affiora con continuità su tutto il territorio comunale ed è costituita da sabbie e ghiaie prevalenti, a cui si aggiungono, nella parte inferiore, intercalazioni limose e argillose di limitato spessore e con una buona estensione laterale. È caratterizzata da complesse strutture deposizionali, con corpi lentiformi anastomizzati ed embriciati, tipici di una sedimentazione in aree a rapido cambiamento di energia deposizionale; in fasi di calma è stato anche possibile l'accumulo di materiali fini che costituiscono livelli impermeabili o semipermeabili poco estesi. Si tratta di depositi fluvioglaciali del Würm (Olocene-Pleistocene superiore e medio) e di alluvioni recenti a riempimento delle valli di erosione post-würmiane, disposte lungo i corsi d'acqua.

- Unità sabbioso-ghiaiosa (Pleistocene medio)

Tale unità è costituita da depositi sabbiosi con intercalazioni argillose e ghiaiose, di età pleistocenica. Si tratta di sedimenti di origine glaciale e fluvioglaciale; i primi, scarsamente selezionati, sono costituiti da elementi grossolani quali ghiaie e ciottoli, in abbondante matrice limoso-sabbiosa.

- Unità sabbioso-argillosa (Pleistocene inferiore)

Si tratta di sabbie con abbondanti intercalazioni argillose e limose di colore grigio e giallo, con frequente alternanza nella colorazione; sono sedimenti deposti in facies deltizia e lagunare, nel Pleistocene inferiore.

- Unità argillosa (Pleistocene inferiore – Calabriano inferiore)

Nell'area in esame non sono presenti perforazioni che arrivano ad individuare l'unità argillosa; le uniche informazioni che permettono di definire l'unità derivano da alcuni pozzi situati più a Sud e da indagini indirette. Essa è costituita prevalentemente da argille e limi di colore grigio e azzurro con fossili marini, alle quali sono subordinatamente intercalati livelli sabbiosi, talora cementati e generalmente di limitato spessore. Questi depositi appartengono a facies marine costiere e di mare aperto, di età compresa tra il Pleistocene inferiore e il Pliocene, noti in letteratura come "Argille Villafranchiane".

Il territorio della media pianura e di Pavia in particolare è pianeggiante, con una debole inclinazione del 1–1,5 per mille verso Sud- Sud/Est, presenta caratteristiche estremamente uniformi tipiche delle zone di pianura, interrotto da un reticolo idrografico naturale ampiamente antropizzato o artificiale ad uso irriguo.
Gli elementi geomorfologici di maggiore importanza, sono i terrazzamenti di origine fluviale che si sono formati a seguito dell'attività erosiva e deposizionale dei corsi d'acqua che scorrevano nella Pianura Padana.

• INQUADRAMENTO IDROLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Le acque superficiali

La rete idrografica del Comune di Pavia, al di la del Ticino e della Vernavola è costituita da canali e rogge destinati allo scorrimento delle acque di irrigazione e da colatori che smaltiscono le acque meteoriche.

Le acque sotterranee

Secondo le definizioni più recenti (M. Avanzini, G.P. Beretta, V. Francani, M. Nespoli,) la struttura idrogeologica della media e bassa pianura padana è costituita dal sovrapporsi di cinque unità:

1 - Unità ghiaioso-sabbiosa (Olocene-Pleistocene sup.)
2 - Unità ghiaioso-sabbioso-limosa (Pleistocene med.)
3 - Unità a conglomerati e arenarie basali (Pleistocene inf.)
4 - Unità sabbioso-argillosa (Pleistocene inf. - Villafranchiano sup. e Medio Auct.)
5 - Unità argillosa (Pleistocene inf. - Calabriano Auct.)

In base alle sezioni idrogeologiche di letteratura tracciate a scala provinciale, nel settore in esame, le prime due unità costituite da depositi di tipo continentale si riconoscono fino a circa 120 – 150 m di profondità (definite da autori precedenti come Litozona A ghiaioso-sabbiosa o acquifero tradizionale).
Tale definizione deriva non tanto da una differenziazione in termini tessiturali, in quanto a livello locale risulta difficile poter fare una distinzione tra l'alternanza di sabbie prevalenti e argille, ma nell'estendere verso sud un limite più chiaramente definibile almeno fino a sud della città di Milano.
Al di sotto si trovano depositi di ambiente continentale o di transizione appartenenti all'Unità sabbioso-argillosa (tradizionalmente definita come Litozona B sabbioso-argillosa). Tale unità si caratterizza per un'alternanza di strati sabbiosi e argillosi con una netta prevalenza di questi ultimi, il cui spessore ed estensione sono variabili in direzione W-E, e generalmente crescenti in direzione S.

La falda freatica

La falda freatica è costituita dall' acquifero superficiale insaturo che è sostenuto, nella zona di Pavia, da un orizzonte argilloso impermeabile, che si trova a circa 10 - 11 metri di profondità. Le acque risultano di scadente qualità e vengono impiegate esclusivamente per usi non potabili. La falda è contenuta nei terreni prevalentemente sabbiosi e ghiaiosi dell'unità precedentemente descritta.

Gli acquiferi profondi

La ricca alternanza di livelli sabbioso-ghiaiosi porosi e permeabili, alternati a livelli argillosi impermeabili, favorisce la presenza di alcuni orizzonti acquiferi nei primi cento metri di profondità dal sottosuolo.

- Primo orizzonte (livello A): Questo orizzonte ha uno spessore complessivo da 11,00 metri e contiene la falda freatica di cui si sono descritte le caratteristiche in precedenza.
- Secondo orizzonte (livello B): Unitamente al primo orizzonte, costituisce il cosiddetto "acquifero tradizionale", esteso in profondità fino a circa 80 – 100 metri. È isolato a tetto da un livello argilloso continuo di circa 10-15 metri di spessore mentre in profondità è costituito da sabbie con rari ciottoli di ghiaia, intercalate da strati semipermeabili sabbioso argillosi che determinano la suddivisione dell'acquifero in sottolivelli
- Terzo orizzonte (livelli C): È costituito per buona parte da banchi argillosi, intercalati a lenti sabbiose e contiene falde in pressione; all'interno di questo orizzonte, si sviluppano per un centinaio di metri i livelli C del terzo acquifero e, oltre i 200 metri di profondità, i livelli M, ormai in terreni di origine marina, ma contenenti ancora acque dolci.

Considerazioni sulla vulnerabilità della falda freatica

Dai dati a disposizione sui terreni superficiali del comune di Pavia risulta che questi presentano una capacità protettiva da bassa a moderata nei confronti delle acque freatiche sotterrane, d'altra parte la situazione conferma la compromissione qualitativa di queste acque, non più utilizzabili ad uso potabile.

• RAFFRONTO CON LO STUDIO GEOLOGICO COMUNALE DESUNTO DAL PGT

Il presente studio comprende la verifica dei rapporti tra il progetto urbanistico architettonico, la vincolistica tecnica-ambientale e la normativa geologica del piano di governo del territorio. Si fa presente che tutte le informazioni riportate in questo capitolo sono ricavate dal PGT redatto nel 2013 dal Dott. Geologo Fabrizio Finotelli.

- La carta della FATTIBILITÀ GEOLOGICA riporta la seguente dicitura:

***"Classe 2**: Fattibilità con modeste limitazioni. La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche A e B di cui alla TAV.9."*

*Inoltre riporta i marchi della carta PSL **Z2** e **Z4a**.*

- La carta della PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (PSL) presenta la seguente dicitura:

***"Z4a**: zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni litologiche e geometriche (tutto il territorio comunale ricade in questa zona)."*

***"Z2**: Zone con terreni di fondazione con caratteristiche geotecniche potenzialmente scadenti nei primi metri di profondità (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) o con depositi granulari fini saturi, ove gli effetti da sisma possono originare cedimenti e/o liquefazioni. Sono state inserite in questa classe le seguenti unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idauliche (vedi Tav. 9): aree interessate da riporti di varia entità, costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc. "*

- La carta di SINTESI riporta la sigla "**B(a)**" indicativa delle caratteristiche litostratigrafiche, idrogeologiche e geotecniche delle singole unità idro-geo-morfologiche. L'unità B viene così descritta:

***Morfologia**: "Ripiani impostati su depositi alluvionali antichi, sopraelevati di almeno 8 : 16 metri rispetto agli alvei attivi (ivi comprese le zone attualmente con quote confrontabili a tale ripiano in quanto interessate da riporti antropici effettuati su ex ripiani delle alluvioni recenti).*
***Litologia**: risultano costituiti prevalentemente da sabbie sciolte in superficie, maggiormente addensate in profondità. Localmente sono presenti intercalazioni limosa e argillose, a profondità variabile da 2 a 9 m dal piano campagna (vedi sottounità $B^1_{(a)}$ e $B^1_{(b)}$). Intercalate nella porzione più superficiale della successione sono localmente segnalati orizzonti torbosi. Nel centro storico sono spesso presenti riporti superficiali costituiti da sabbie limose con ciottoli, frammenti di manufatti e, saltuariamente, scorie di fonderia.*
***Idrogeologia**: nel centro storico il primo livello acquifero saturo è posto normalmente a profondità maggiore di 5 : 6 m dal piano campagna ($B_{(b)}$), mentre nelle aree periferiche e nelle zone agricole intorno all'abitato (o, comunque, meno drenate) può essere situato a profondità minore ($B_{(a)}$). La permeabilità e la vulnerabilità sono in genere elevate. Per ulteriori informazioni si veda la TAV. 3.*
***Idraulica**: aree non inondabili"*

- La carta dei VINCOLI non presenta alcuna dicitura.

GRANDI ANNA MARIA

VIA GRAVELLONE N. 39

PAVIA

RISTRUTTUTRAZIONE ED AMPLIAMENTO DI IMMOBILE RESIDENZIALE CON CREAZIONE DI N° 2 UNITA' IMMOBILIARI – NUOVA COSTRUZIONE DI N° 1 VILLETTA UNIFAMILIARE, AUTORIMESSE, LOCALI TECNICI E PISCINA

RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOTECNICA

EX D.M. 14/01/2008, DGR IX 2616/2011 e DGR 5001/2016



A cura di:

Dr. Geol.
Antonello Borsani
V.le F. Sforza 7
27029 Vigevano (PV) Tel.
0381-70896
Cell. 335-8344518
E mail: antobors@libero.it

MARZO 2017

Sommario

1 – PREMESSA 3
2 – INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA 3

RELAZIONE GEOLOGICA

3 – MODELLIZZAZIONE SISMICA DEL SITO E PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE 5
VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO 5
STATI LIMITE, PROBABILITA' DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO 6
DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE 8
PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE 14
PERICOLOSITA' SISMICA DI SITO 16
4 – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE 19
5 – CENNI DI GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA 21
5.1 – GEOMORFOLOGIA 22
5.2 – GEOLOGIA 21
5.3 – IDROGEOLOGIA 22
6 – CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA 24

RELZIONE GEOTECNICA

7 – INDAGINE PENETROMETRICA 26
7.1 – DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA 26
7.2 – MODALITA' ESECUTIVE 26
7.3 – DESCRIZIONE PROVA PENETROMETRICA 27
7.4 – RAPPORTO INDAGINE E PORTANZA 28
8 – VERIFICHE AGLI STATI ULTIMI MEYRHOF 29
VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMO (SLU) 33
VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) 35
9 – CONCLUSIONI 39

1 - PREMESSA

La presente relazione riporta i risultati dell'indagine, finalizzata alla caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area interessata dal progetto in oggetto.
Lo studio è stato condotto ai sensi del testo unitario " norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14 Gennaio 2008) DGR IX 2616/2011 e del DGR 5001/2016 suddiviso in:

Relazione geologica" la quale deve contenere la caratterizzazione e la modellazione geologica del sito, consistenti nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio. La stesura di questo rapporto tecnico si è basata su osservazioni dirette eseguite in sito e su ricerche bibliografiche.

Relazione geotecnica, partendo dai risultati della relazione geologica, deve perseguire la definizione del MODELLO GEOTECNICO di sottosuolo compreso nel volume significativo finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico; in questa fase di Piano di Lottizzazione è definita una prima caratterizzazione sulla base delle informazioni bibliografiche esistenti rimandando alla fase di progetto esecutivo la fase geognostica.

A tale scopo sono state effettuate di 2 prove penetrometriche eseguite mediante metodologia statica (CPT), i cui dati hanno permesso la determinazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, necessari per i calcoli connessi alle opere in progetto.
Tutti i certificati relativi all'indagine condotta vengono allegati alla presente relazione.

2 – INQUADRAMENTO GENERALE DEL SITO

L'area di studio, all'interno del territorio comunale di Pavia, si trova nella zona occidentale della città, in località via Gravellone.
Sulla Carta Tecnica Regionale della Lombardia in scala 1:10.000 è individuato alla Sezione B7b4 – PAVIA.

ESTRATTO DALL'ELENCO DEI COMUNI CON INDICAZIONE DELLE RELATIVE ZONE SISMICHE E DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA (AGMAX) PRESENTE ALL'INTERNO DEL TERRITORIO COMUNALE (O.P.C.M. 3519/06 E DECRETO MIN. INFRASTRUTTURE 14/01/08)				
ISTAT	Provincia	Comune	Zona Sismica	Ag max
03018110	PV	Pavia	3	0,077778

(vedi capitolo Zonizzazione e parametri sismici)

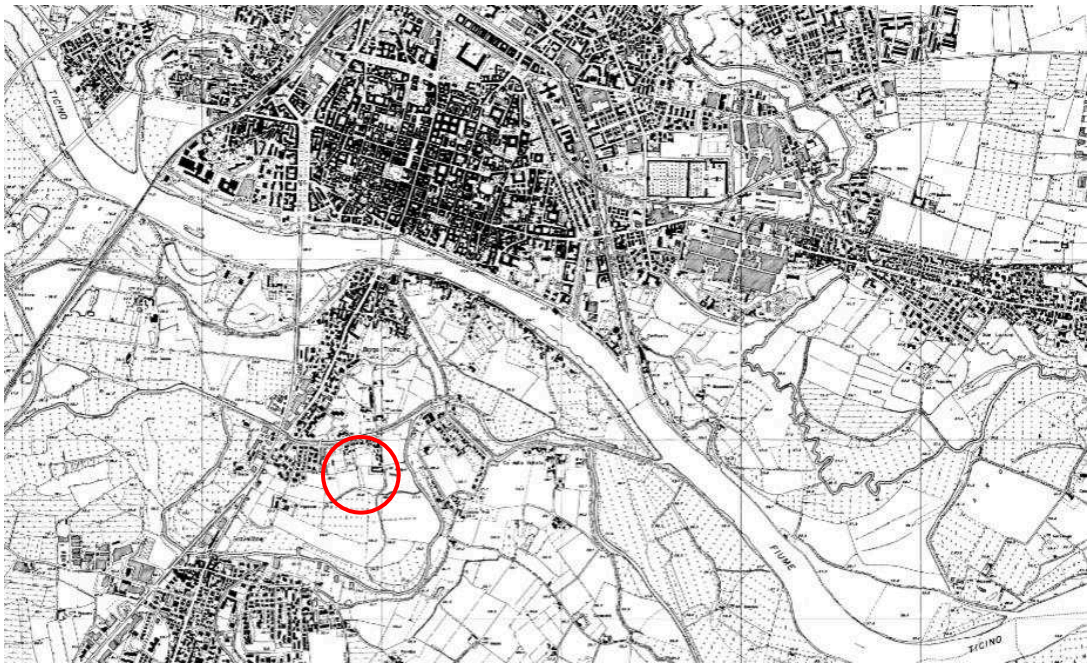


Figura 1: Estratto della Carta Tecnica Regionale



Figura 2: Rilievo aerofotogrammetrico dell'area.

3 – MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO E PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica, che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare quel *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, una volta definite le relative *probabilità di superamento*, è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la ***pericolosità sismica di base*** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

3.1. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nelle NTC08 il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \times C_U \qquad (2.1)$$

dove:
$V_R = periodo\ di\ riferimento$
$V_N = vita\ nominale$
$C_U = coefficiente\ d'uso$

La vita nominale di un'opera strutturale V_N, secondo le NTC08, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità:

- $V_N \leq 10$ anni per le opere provvisorie, provvisionali e le strutture in fase costruttiva che però abbiano una durata di progetto ≥ 2 anni.

- $V_N \geq 50$ anni per le opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
- $V_N \geq 100$ anni per grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

Nel caso specifico **V_N = 50 anni**.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC08 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1.0$;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso II** a cui è associato il coefficiente d'uso **C_U = 1**.

Una volta ottenuti V_N e C_U, è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R, che qui vale:
V_R = 50 * 1 = 50 anni.

3.2 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC08 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le NTC08, in presenza di azioni sismiche, richiedono le verifiche allo SLO solo per gli elementi non strutturali e per gli impianti di strutture di classi d'uso III e IV (NTC08, punto 7.1). Lo SLO si utilizza anche come riferimento progettuale per quelle opere che devono restare operative durante e subito dopo il terremoto. Le verifiche allo SLC sono, invece, richieste solo per le costruzioni o ponti con isolamento e/o dissipazione (NTC08, punto 7.10).

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R, si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di $\mathbf{a_g}$ prefissata ($\mathbf{a_g}$ = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ ($\mathbf{T_R}$ = periodo di ritorno).

Tabella 3.1 – Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

Stati limite			$\mathbf{P_{VR}}$
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	81%
	Stato limite di danno	SLD	63%
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	10%
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	5%

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, espresso in anni, mediante l'espressione riportata nell'**Allegato A** delle NTC08:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \qquad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è **V_R = 50 anni**, il tempo di ritorno T_R sarà:

Stati limite			T_R
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	**30**
	Stato limite di danno	SLD	**50**
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	**475**
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	**975**

Tabella 3.2 – Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

3.3 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC08, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC08 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV http://esse1-gis.mi.ingv.it/, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Secondo le NTC08 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

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.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:
a_g, il valore previsto dalla pericolosità sismica S1
F_0 e **T_C^*** i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (figura 4.2), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08, per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

			$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
ID	**LON**	**LAT**	a_g	F_0	T^*_c	a_g	F_0	T^*_c	a_g	F_0	T^*_c	a_g	F_0	T^*_c
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Figura 4.2 – Stralcio della tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (figura 3), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \qquad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre $p_{1,\ 2}$ è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno $T_{R1,\ 2}$.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^{4} \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^{4} \frac{1}{d_i}} \qquad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell'i-esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall'i-esimo vertice della suddetta maglia.

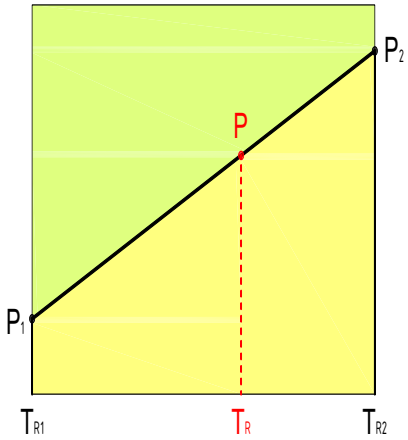


Figura 4.3 – Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella figura 4.

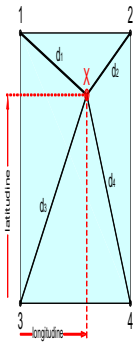


Figura 4.4 – Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(lat\beta) \cdot \sin(lat\alpha) + \cos(lat\beta) \cdot \cos(lat\alpha) \cdot \cos(lon\alpha - lon\beta)] \qquad (4.3)$$

dove R = 6371 è il raggio medio terrestre in km, mentre latα, lonα, latβ e lonβ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di ±0,01g ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

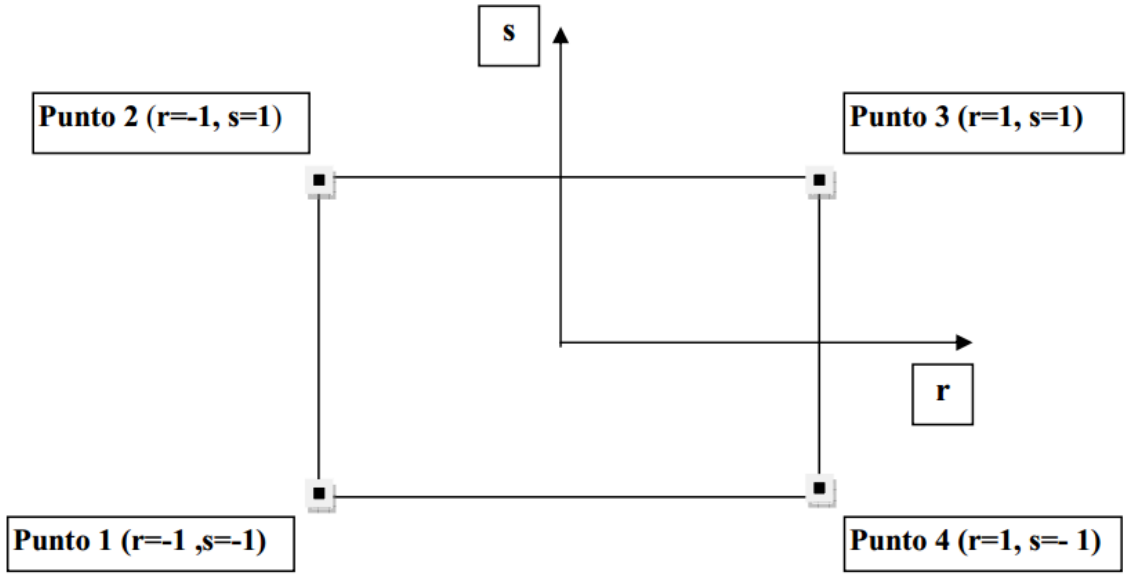


Figura 4.5 – Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r)(1-s)/4 \quad (4.4)$$
$$h_2 = (1-r)(1+s)/4 \quad (4.5)$$
$$h_3 = (1+r)(1+s)/4 \quad (4.6)$$
$$h_4 = (1+r)(1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x,y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^{4} h_i x_i = [(1-r)(1-s)x_1 + (1-r)(1+s)x_2 + (1+r)(1+s)x_3 + (1+r)(1-s)x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^{4} h_i y_i = [(1-r)(1-s)y_1 + (1-r)(1+s)y_2 + (1+r)(1+s)y_3 + (1+r)(1-s)y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s, si determinano i parametri a_g, F_0, T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^{4} h_i p_i = [(1-r)(1-s)p_1 + (1-r)(1+s)p_2 + (1+r)(1+s)p_3 + (1+r)(1-s)p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un

segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) 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 non può essere inferiore a 35 anni.

5.2. Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti K_h e K_v sono così determinati:

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

$$K_V=\pm 0{,}5\times K_h$$

Con

βs coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g accelerazione di gravità.

I valori di **βs** sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	β_s	β_s
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,30	0,28
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,20

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

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq Ss \leq 1.80$) 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), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

T1: S_T = 1.0; **T2**: S_T = 1.20; **T3:** S_T =1.2; **T4:** S_T = 1.40.

Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti K_h e K_V sono così determinati:

$$K_h = \beta_m \times (a_{max}/g)$$

$$K_V = \pm 0{,}5 \times K_h$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati nella Tabella 5.2.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,31	0,31
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,18

Tabella 5.2. - Coefficienti di riduzione dell'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.

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S S_T a_g$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica Ss e di amplificazione topografica S_T.
a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:
g è l'accelerazione di gravità;
k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;
$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva **H** della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:

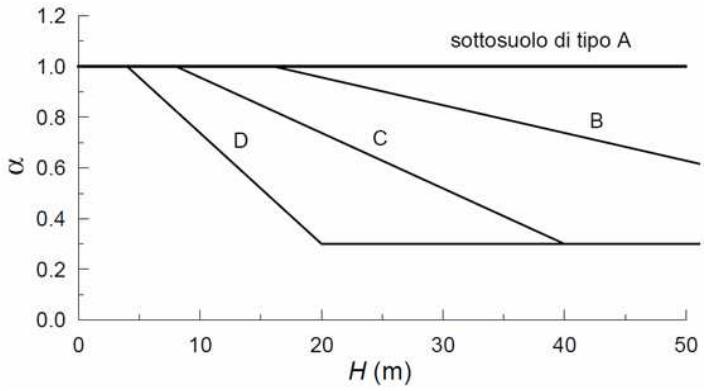


Figura 5.1 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

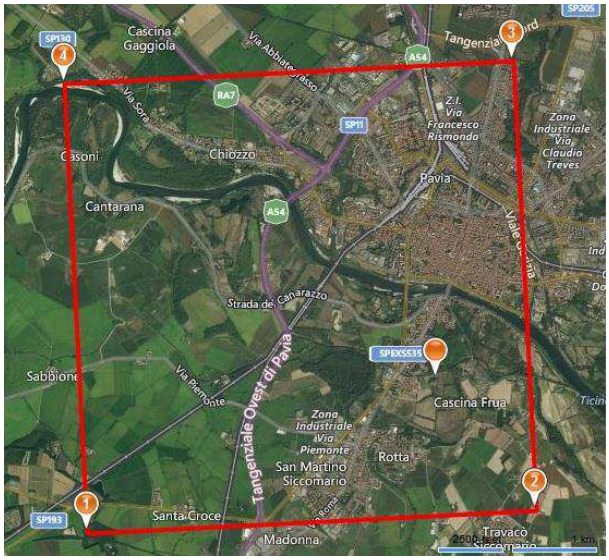
dove:

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

$\mathbf{a_g}$ è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $K_h = 0.2 \cdot a_{max}/g$

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE



Data:	20/03/2017	
Vita nominale (Vn):	50	[anni]
Classe d'uso:	II	
Coefficiente d'uso (Cu):	1	
Periodo di riferimento (Vr):	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	30	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	475	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	975	[anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84):	45,1707600	[°]
Longitudine (WGS84):	9,1512670	[°]
Latitudine (ED50):	45,1717000	[°]
Longitudine (ED50):	9,1523220	[°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	13591	45,154590	9,097291	4715,55
2	13592	45,157150	9,168078	2035,86
3	13370	45,207090	9,164435	4047,70
4	13369	45,204520	9,093639	5870,70

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,022	2,529	0,184
SLD	50	0,028	2,512	0,206
	72	0,033	2,535	0,220
	101	0,038	2,550	0,231
	140	0,043	2,519	0,253
	201	0,050	2,511	0,265
SLV	475	0,069	2,510	0,280
SLC	975	0,092	2,494	0,284
	2475	0,129	2,482	0,286

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,023	2,539	0,183
SLD	50	0,030	2,521	0,208
	72	0,035	2,541	0,222
	101	0,039	2,556	0,244
	140	0,045	2,488	0,262
	201	0,053	2,515	0,264
SLV	475	0,075	2,497	0,278
SLC	975	0,100	2,480	0,283
	2475	0,141	2,476	0,284

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,022	2,538	0,184
SLD	50	0,028	2,521	0,205
	72	0,033	2,542	0,219
	101	0,037	2,557	0,231
	140	0,042	2,538	0,253
	201	0,049	2,516	0,267
SLV	475	0,067	2,517	0,283
SLC	975	0,088	2,508	0,286
	2475	0,124	2,488	0,290

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,021	2,538	0,184
SLD	50	0,027	2,530	0,203
	72	0,031	2,535	0,217
	101	0,036	2,552	0,228
	140	0,040	2,565	0,251
	201	0,046	2,511	0,270
SLV	475	0,062	2,559	0,282
SLC	975	0,080	2,561	0,286
	2475	0,111	2,512	0,295

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,022	2,536	0,184
SLD	50	0,029	2,521	0,206
SLV	475	0,070	2,513	0,280
SLC	975	0,092	2,501	0,284

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ: 5 %
Fattore di alterazione dello spettro elastico η=[10/(5+)ξ]^(1/2): 1,000
Categoria sottosuolo:

C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratte-rizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la pro-fondità e da valori di Vs,30 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 terre-ni a grana fina).

Categoria topografica:
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Coefficienti sismici per muri di sostegno

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,006	0,008	0,019	0,025
kv	0,003	0,004	0,009	0,012
amax [m/s²]	0,326	0,423	1,032	1,361
Beta	0,180	0,180	0,180	0,180

Coefficienti sismici per muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,033	0,043	0,105	0,139

kv	0,017	0,022	0,053	0,069
amax [m/s²]	0,326	0,423	1,032	1,361
Beta	1,000	1,000	1,000	1,000

Coefficienti sismici per paratie

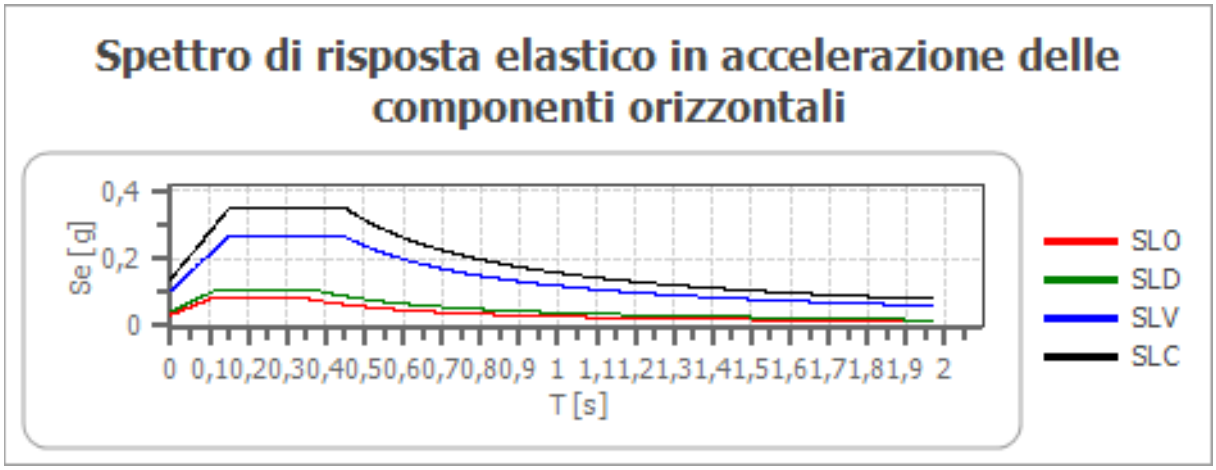
Altezza paratia (H): 3,0 [m]
Spostamento ammissibile us: 0,015 [m]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,022	0,028	0,068	0,090
kv	--	--	--	--
amax [m/s²]	0,326	0,423	1,032	1,361
Beta	0,650	0,650	0,650	0,650

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,007	0,009	0,021	0,028
kv	0,003	0,004	0,011	0,014
amax [m/s²]	0,326	0,423	1,032	1,361
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

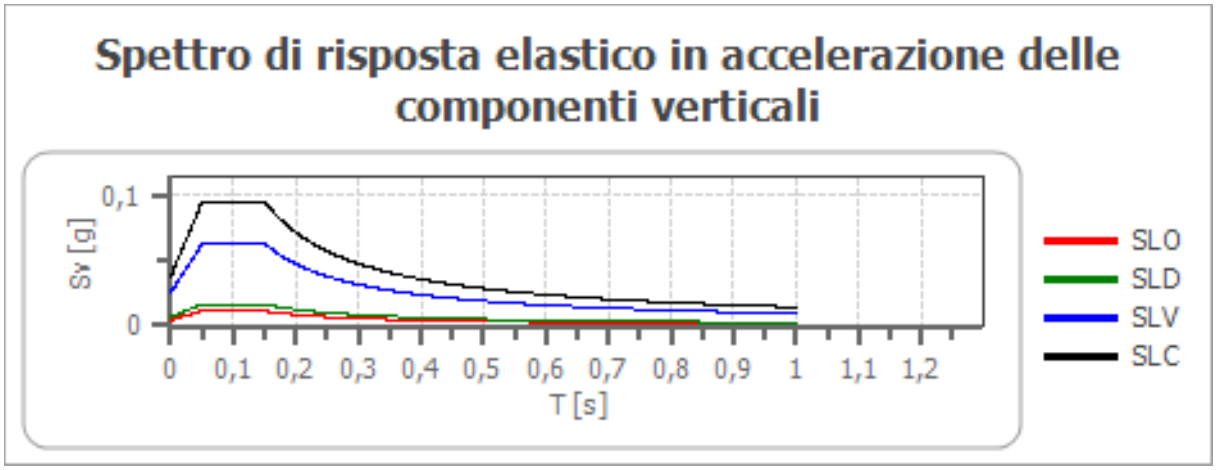
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,022	2,536	0,184	1,500	1,840	1,000	1,500	1,000	0,113	0,338	1,689	0,033	0,084
SLD	1,0	0,029	2,521	0,206	1,500	1,770	1,000	1,500	1,000	0,122	0,365	1,715	0,043	0,109
SLV	1,0	0,070	2,513	0,280	1,500	1,600	1,000	1,500	1,000	0,150	0,449	1,881	0,105	0,264
SLC	1,0	0,092	2,501	0,284	1,500	1,590	1,000	1,500	1,000	0,151	0,452	1,970	0,139	0,347

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ: 5 %
Fattore di alterazione dello spettro elastico η=[10/(5+)ξ]^(1/2): 1,000

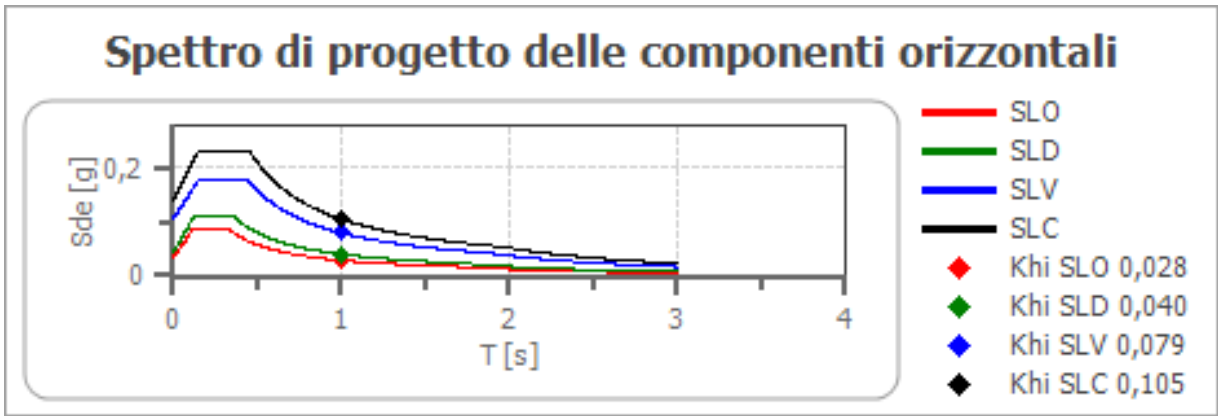


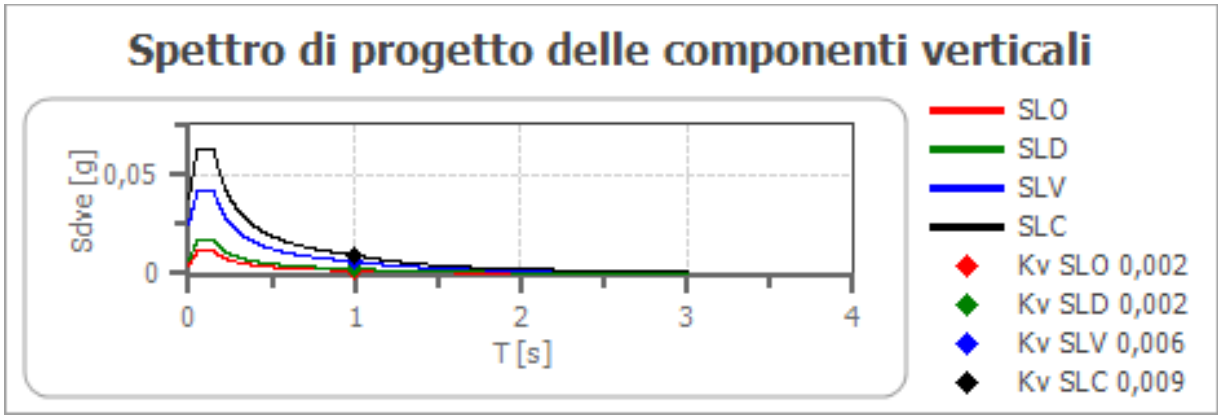
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,022	2,536	0,184	1	1,840	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,011
SLD	1,0	0,029	2,521	0,206	1	1,770	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,007	0,017
SLV	1,0	0,070	2,513	0,280	1	1,600	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,025	0,063
SLC	1,0	0,092	2,501	0,284	1	1,590	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,038	0,095

Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50
Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50
Periodo fondamentale T: 1,00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0,028	0,040	0,079	0,105
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0,002	0,002	0,006	0,009





	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1,0	0,022	2,536	0,184	1,500	1,840	1,000	1,500	1,000	0,113	0,338	1,689	0,033	0,084
SLO verticale	1,0	0,022	2,536	0,184	1,500	1,840	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,011
SLD orizzontale	1,0	0,029	2,521	0,206	1,500	1,770	1,000	1,500	1,000	0,122	0,365	1,715	0,043	0,109
SLD verticale	1,0	0,029	2,521	0,206	1,500	1,770	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,007	0,017
SLV orizzontale	1,0	0,070	2,513	0,280	1,500	1,600	1,000	1,500	1,500	0,150	0,449	1,881	0,105	0,176
SLV verticale	1,0	0,070	2,513	0,280	1,500	1,600	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,025	0,042
SLC orizzontale	1,0	0,092	2,501	0,284	1,500	1,590	1,000	1,500	1,500	0,151	0,452	1,970	0,139	0,231
SLC verticale	1,0	0,092	2,501	0,284	1,500	1,590	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,038	0,063

4 – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Vengono di seguito riportate le condizioni di Legge previste:

Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;

2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;

3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata (N1)60 > 30 oppure qc1N > 180 dove (N1)60 è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (ConePenetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 5.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc< 3,5 ed in Figura 5.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc> 3,5.

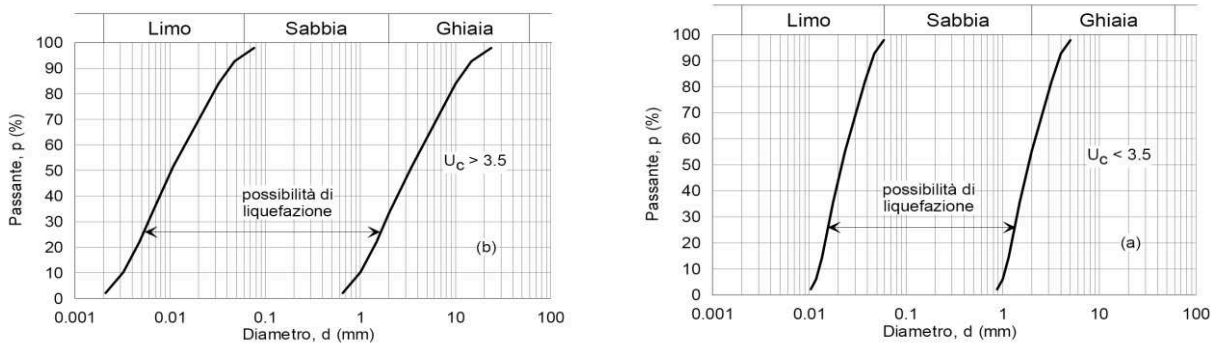


Figura 5.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione*

Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.

Sulla base di quanto definito sopra, dall'elaborazione e calcolo dei dati riportati nel paragrafo precedente nonché dal controllo dei parametri ricavati dall'allegato B delle "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008", si riportano i parametri sismici per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita definiti per il sito di studio:

- **S - Accelerazione massima in superficie= 0,092g**
- **F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2.501**

- **Tc periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0,284**
- **Categoria di suolo di tipo "C"**
- **Coefficiente di amplificazione litologica Ss=1.500**
- **Coefficiente di amplificazione litologica Cc=1.590**
- **Categoria topografica "T1"**
- **Coefficiente di amplificazione topografica St=1.000.**

Le condizioni 1 e 2 risultano soddisfatte.

5 – LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI, GEOLOGICI, IDROGEOLOGICI GENERALI E LOCALI

5.1 GEOMORFOLOGIA

Il territorio comunale di Pavia, posto per buona parte sul limite meridionale del Piano Generale Terrazzato, si affaccia ad ovest e a sud sul tratto terminale della valle del Ticino, che incide la pianura e si allarga, unendosi alla piana del Po (Bassa Siccomaria) prima di confluire nello stesso Fiume pochi Chilometri più a valle.

Questa porzione di territorio è densamente urbanizzata e l 'abitato cittadino nasconde i terrazzi alluvionali che, in sponda sinistra orografica, raccordano l'alveo attuale del Fiume al Piano generale della Pianura.

La morfologia originaria è ancora in parte visibile, invece, ad Est dell'area di studio, dove si trova il Parco della Vernavola;

La conformazione di base dell'area di studio, costituita da ripiani impostati su depositi alluvionali dell'*alluvium antico* (OLOCENE) è pressoché pianeggiante ed è posta alla sommità di una serie di terrazzi e di ripiani intermedi che, partendo dal margine del Piano Principale della Pianura, degradano verso il piano, più basso di circa 9 metri, costituito dalla incisione valliva della roggia Vernavola.

Considerata la posizione topografica e la grandezza della valle in cui scorre, la Vernavola esercita, a livello locale, un evidente effetto di richiamo e di drenaggio per tutte le acque superficiali.

5.2 GEOLOGIA

L'assetto geologico della piana a cui appartiene l'area in oggetto è determinato, come la rimanente parte della Pianura, dalla sovrapposizione di una coltre alluvionale sul substrato marino, piegato e fagliato.

La notevole profondità delle strutture terziarie ha contribuito ad un intenso e regolare sviluppo dei depositi fluviali pleistocenici che superano i 250 metri e si presentano a giacitura blandamente monoclinale, con pendenze del 2-3 °/$_{00}$ verso l'asse padano.

Essi sono costituiti da successioni di materiali sabbiosi, con passate ghiaiose, inglobanti lenti più o meno potenti ed estese di argilla e limo (depositati nelle fasi di "stanca").

La loro origine è riferibile a depositi abbandonati dal PO e dai sui affluenti di sponda sinistra orografica (Ticino) susseguentemente alle vicende climatiche che hanno caratterizzato la regione nel Pleistocene (glaciazioni) e nell'Olocene (regolari successioni di magre e di piene).

L'inclinazione degli orizzonti alluvionali, in profondità è maggiore di quella della superficie topografica, mentre tende ad uniformarsi con questa di man in mano che ci si avvicina al piano - campagna.

La geologia di superficie è caratterizzata, per l'intorno dell'area che verrà interessata dall'intervento, da depositi appartenenti ai terrazzi successivi di raccordo tra **a)** Piano Generale Terrazzato della Pianura Lombarda, di origine wurmiana (*diluvium recente* / PLEISTOCENE) e **b)** i depositi fluviali dei greti attuali dei corsi d'acqua della valle del Ticino (*alluvium recente*/ OLOCENE); rientra pertanto nei depositi olocenici ascrivibili *all'alluvium antico,* costituiti prevalentemente da sabbie e ghiaietti prevalenti con locali lenti argillose e/o limose.

5.3 IDROGEOLOGIA

L'idrogeologia dell'area in oggetto è identificabile con quella che caratterizza la zona del Pavese a N del PO ed è totalmente riferibile alle unità idrogeologiche legate alla deposizione alluvionale.

Gli orizzonti ghiaioso-sabbiosi naturalmente idonei per le loro caratteristiche granulometriche ad ospitare acquiferi vengono limitati da lenti argilloso-limose; si viene pertanto a determinare una serie di falde appilate la più superficiale delle quali è freatica mentre quelle sottostanti hanno caratteri di artesianità.

Sulla base dei dati disponibili in zona (cfr. allegate Diagrafie pozzi e sondaggi geognostici) è possibile effettuare una caratterizzazione di massima della prima falda (falda libera) che si estende mediamente fino a quote superiori ai dieci metri di profondità dal piano campagna ed ha un senso di flusso preferenziale da N a S verso la valle del Ticino, ma risente localmente del richiamo esercitato verso Est dalla incisione della Roggia Vernavola.

Il livello piezometrico nella zona (posta al margine meridionale del Piano Generale Terrazzato) subisce un progressivo abbassamento per raccordarsi, in generale, con quello della valle del Ticino, e, localmente con quello prossimo al piano campagna della valletta della Vernavola, confinante ad est e ribassata di circa 8 metri rispetto all'area.

Va però considerata la presenza di locali lenti semipermeabili che determinano la formazione generalizzata di una falda sospesa posta mediamente a quote comprese tra i 2 ed i 4 metri da piano campagna.
Nel complesso le caratteristiche litostratigrafiche del terreni superficiali denotano una buona permeabilità ed una vulnerabilità media-elevata della falda acquifera superficiale.
Le escursioni della falda freatica sono influenzate, oltre che dalle condizioni meteo climatiche, soprattutto dalle pratiche irrigue stagionali, anche se l'area, interna al centro abitato ne risente in maniera minore, ed i massimi livelli piezometrici vengono raggiunti nella stagione primaverile ed estiva; l'alimentazione della stessa avviene principalmente per percolazione delle acque dalla superficie, e per normale deflusso di falda dalle zone a monte.
L'influenza delle acque di superficie si fa sentire, pur se in modo limitato, anche sulle sottostanti falde confinate; tali orizzonti acquiferi più profondi, a comportamento prevalentemente artesiano, hanno estensioni notevoli e risultano interdigitati e/o sovrapposti uno sull'altro.
Nel territorio di Pavia sono in linea di massima individuabili, fino alle profondità raggiunte dai pozzi terebrati per l'approvvigionamento idrico ad uso umano, quattro acquiferi, dei quali non è certa a tutt'oggi con i dati a disposizione stabilire con certezza una loro reciproca indipendenza idrologica.
L'alimentazione degli acquiferi più profondi avviene attraverso un meccanismo di flusso lungo strato, con provenienza dai settori settentrionali e quindi con zone di alimentazione, considerata l'acclività degli acquiferi e della struttura geologica nel suo complesso, nell'alto Milanese ove vi sono vasti affioramenti di depositi fluvioglaciali.

Per quanto riguarda gli aspetti idraulici della zona, considerata la sua ubicazione planialtimetrica rispetto ai principali corsi d'acqua, essa risulta esclusa dalle fasce di perimetrazione delle aree esondabili.

In riferimento al suddetto Studio l'area in oggetto ricade, come caratteristiche generali, nell'unità A (a) di Piano, che comprende aree sub pianeggianti, sopraelevate di almeno 10 metri rispetto agli alvei attivi, con terreni costituiti prevalentemente da sabbie con frequente alterazione superficiale e locali orizzonti a scheletro più grossolano; a varie profondità, anche prossime al p.c., si possono trovare intercalazioni di limi e limi argillosi e la falda acquifera (sospesa) è generalmente intercettata tra i 2 ed i 4 metri dalla superficie.

6 – CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA

Nella fascia di territorio preso in considerazione, entro la quale è compresa l'area oggetto del presente studio è stata individuata una delle quattro classi fondamentali di fattibilità geologica di cui è costituito il territorio comunale di Pavalò:

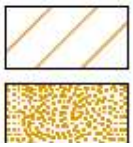
L'area oggetto di studio ricade interamente in Classe di fattibilità geologica III



Classe 3 (arancione) - Fattibilità con consistenti limitazioni. La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **C** e **D** di cui alla TAV. 9; le sotto-unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche $\mathbf{E}_B$, $\mathbf{E}^1_B$ e $\mathbf{F}_B$ di cui alla TAV. 9; le aree edificate ricadenti nella Fascia fluviale B in classe di rischio idraulico R3; le zone contraddistinte dalla locale presenza di cavità nel sottosuolo (collettori fognari di epoca romana e medioevale) in genere con sommità a quote debolmente inferiori rispetto alle fondazioni dell'edificato esistente, i cui eventuali crolli potrebbero indurre cedimenti o lesioni strutturali più o meno gravi al patrimonio edilizio esistente; i siti contaminati o potenzialmente tali (procedure ex D.M. 471/1999, D. Lgs. 152/2006 e s.m.i. e situazioni confrontabili pre D.M. 471/1999) ad esclusione dei siti già indagati con verifica di assenza di contaminazioni o già bonificati, con area svincolata e/o con certificato provinciale di avvenuta bonifica già emesso.

$\mathbf{D}^1_C$

$\mathbf{D}^2$



LITOLOGIA: sono presenti generalmente sabbie fini uniformi, con sporadiche intercalazioni di ghiaia e ghiaietto fino alla profondità indicativa di 13 ÷ 15 m dal piano campagna; localmente sono presenti corpi lenticolari e discontinui di limi e limi argillosi, in superficie e/o intercalati nella successione. Questi ultimi litotipi denotano un comportamento non drenato e compressibile (soprattutto in $\mathbf{D}^1$).

Con riferimento alle singole casistiche ricomprese in questa classe, le Norme specifiche sono riferite alle singole o congiunte problematiche evidenziate nell'attribuzione della sotto-unità di cui alla TAV. 9, che devono essere considerate nelle indagini sito specifiche di progetto da effettuare ai fini della definizione del modello geologico e geotecnico di cui alle Norme Tecniche per le costruzioni (vedi cap. 6, in particolare i punti 6.2.1 e 6.2.2).
In generale, come indagini geologico-tecniche, vale quanto già riportato per la classe di fattibilità precedente; per le aree a potenziale vulnerabilità idraulica diretta o indiretta sono da prevedere specifici approfondimenti topografici, strutturali e idraulici, considerando che i dati a disposizione acquisiti indicano una quota di sicurezza non inferiore a 63,8 m s.l.m. (vedi TAV. 5); tale quota è da considerare idonea per non interferire negativamente con il deflusso delle acque di piena nel caso di strutture supilotis e situazioni confrontabili.

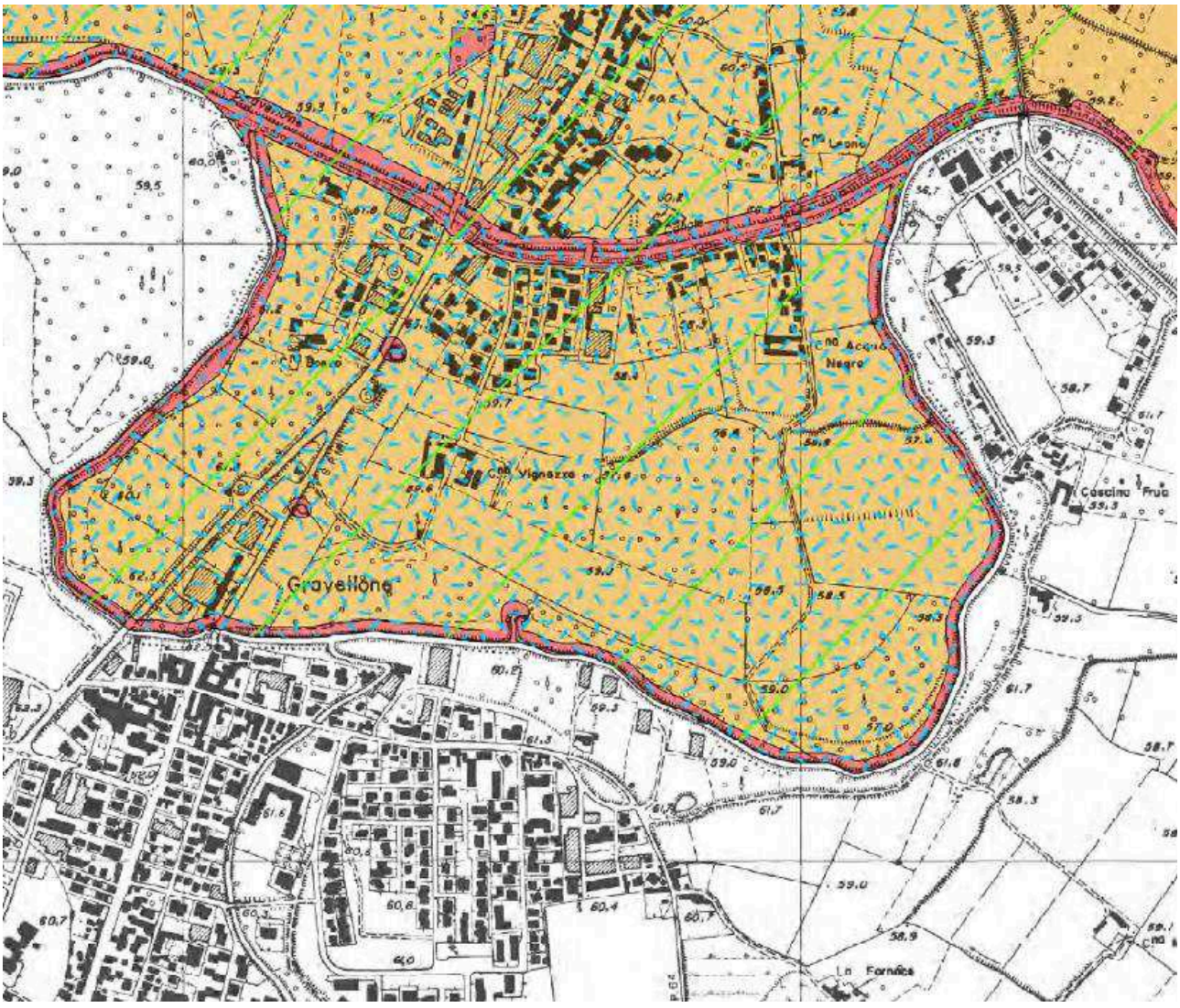
Come da prescrizioni per la realizzazione dei nuovi insediamenti e/o qualsiasi tipo di intervento edilizio, è stata effettuata un'indagine geotecnica puntuale che ha permesso l'acquisizione di dati geologico-tecnici di dettaglio per la definizione della situazione idrogeologica locale e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.

Inoltre l'intervento edilizio in oggetto si trova all'interno di un'area ex golenale protetta dall'argine

maestro (Siccomario) in fascia C (Piano di assetto Idrogeologico – PAI.) - Vedi Tav.5 - Carta dell'innondabilità del PGT di Pavia.

Pertanto, a seguito delle risultanze delle singole indagini, nell'area interessata dal nuovo intervento di lottizzazione edilizia, non si riscontrano particolari controindicazioni, tali da precluderne l'edificabilità.

Si riporta di seguito un'estratto della Carta di Fattibilità del Piano di Governo del Territorio comunale, riportante l'individuazione dell'area interessata dall'intervento edilizio



7 – INDAGINE PENETROMETRICA

7.1 DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA

All'interno dell'area in esame è stata effettuata una prova penetrometrica, con lo scopo di descrivere l'assetto globale dei sedimenti terrigeni sui quali insisterà la struttura in progetto. La realizzazione di tale prova ha previsto l'uso di un penetrometro impiegato in modalità statica, composto di un gruppo d'infissione, montato su semovente



Penetrometro Pagani 100 KN

Dati strumentali

TIPO	PAGANI 100 kN	
Letture	Punta - Laterale	
Baricentro punta lungo l'altezza	0	cm
Area punta	10	cmq
Area interna punta cono	8,5	cmq
Angolo di apertura punta	60	°
Diametro Punta conica meccanica	35,7	mm
Altezza manicotto laterale	13,3	cm
Sistema di misura	Meccanico	
Passo	20	cm
Peso manicotto ancoraggio	2	Kg
Superficie manicotto	150	cmq
Anello allargatore	Si	
Costante di trasformazione	10	
Rifermento norme	ASTM D3441-86	

7.2 MODALITÀ ESECUTIVE

Metodo statico

Il funzionamento del penetrometro statico (CPT Cone Penetration Test) è basato sulla infissione di una punta nel terreno tramite un pistone idraulico che spinge la batteria di aste su cui è montata la punta a velocità costante di 20 millimetri il secondo.

Può essere montata su veicoli pesanti, quali trattori e autocarri, i quali forniscono con il proprio peso il contrasto necessario alla spinta, oppure si veicoli più leggeri che si ancorano al terreno mediante eliche.

Lo strumento posto alla base della batteria di aste è costituito da una punta e da un manicotto

d'attrito che misurano rispettivamente la resistenza alla punta (qc) e la resistenza laterale (fs).
Dal rapporto tra questi due valori è possibile inoltre ricostruire la stratigrafica del sottosuolo.
Le prove di penetrazione con cono vengono eseguite per ottenere dati su di uno o più dei seguenti soggetti:

- *stratigrafia degli strati*
- *identificazione del terreno*
- *caratteristiche meccaniche del terreno*
- *capacità portante*
- *Resistenza alla punta conica qc :*

Resistenza alla punta conica qc :

la resistenza al cono è letta direttamente sul display della cella di carico montata sul gruppo di spinta dell'attrezzatura.

qc =Rp misurata in Kg/cmq

Attrito laterale o locale:

è l'attrito unitario locale che si ottiene sottraendo il valore di Rp (resistenza alla punta letta sul display della cella) a Rl, diviso per la superficie laterale del manicotto (Sl).

fs = (Rl-Rp)/Sl

7.3 DESCRIZIONE DELL'INDAGINE PENETROMETRICA

Le due prove penetrometriche sono state effettuate all'interno del sedime di proprietà, la prima in zona box e la seconda presso la zona abitazione.
Come è dettagliatamente riscontrabili dai grafici allegati, esse evidenziano una costanza dei dati, sia sotto il profilo litologico che geotecnico, da poterle considerare tra loro comparabili, pur con alcune differenze da punto a punto e con le intrinseche variazioni da prova a prova.
E' pertanto possibile effettuare un'unica descrizione d'insieme.

Prova n°1 (CPT1) e Prova n°2 (CPT2) – 59,30 m. s.l.m. (da C.T.R.)

0-2,4 m. – Superato un primo livello di terreno superficiale vegetale, si succede uno strato livello costante sabbioso-limoso con valori di resistenza all'avanzamento(Qc), compresi tra 24 e 39 kg/cmq.
2,4-4,0 m - Si è in presenza costante di sabbie talora limoso argillose con una leggera riduzione dei valori di Qc, mediamente attestati intorno ai 13 ÷26 kg/cmq (secondo la prova)
4,0-4,6 m – Simile al precedente intervallo con valori in leggero aumento. La media di Qc è di 51 kg/cmq.

4,0-6,4 m.- I valori di Qc aumentano in quest'ultimo intervallo stratigrafico, in presenza di sedimenti sabbiosi e ghiaiosi che, per l'elevata resistenza all'avanzamento, hanno causato il disancoramento del penetrometro. La media delle resistenze penetrometriche (Qc medio) è di 160÷177 kg/cmq (in base alla prova)

Alcuni momenti durante l'esecuzione delle 2 prove penetrometriche



Prova 1 – CPT1



Prova 2 – CPT2

7.4 RAPPORTO DELL'INDAGINE E CALCOLO DELLA PORTANZA

Dall'analisi dei dati ottenuti attraverso le prove penetrometriche è possibile trarre le seguenti considerazioni:

- l'area è stata indagata per una massime profondità di -6,4 metri da p.c., sino al raggiungimento di sedimenti ghiaiosi, oltre la quale non si è potuto proseguire per il disancoramento dello strumento.

- Sotto il profilo geotecnico i valori di resistenza si mantengono generalmente inferiori ai 10 colpi sino a -3 metri di profondità (medie caratteristiche geotecniche), elevati, con tendenza all'aumento con la profondità.

- Il livello della falda è stato intercettato a -3,8 m. di profondità da piano campagna durante l'esecuzione dell'indagine.

I calcoli del carico ammissibile σ sono stati realizzati con apposito software Geostru CPT1 applicando la formula di Meyerhof.

Meyerhof modificò l'equazione di Terzaghi inserendo fattori di forma e di profondità e tenendo conto dell'inclinazione del carico. Per fondazioni aventi D ≥ B (D= profondità di posa fondazione – B = lato minore della fondazione) la capacità portante ottenuta non è molto diversa da quella ricavata dalla formula di Terzaghi; maggiori differenze si riscontrano quando il rapporto D/B aumenta.
Per carico verticale:

$$cN_c s_c d_c + \delta D N_q s_q d_q + 0{,}5\,\delta B N_\delta s_\delta d_\delta$$

dove:

c *= coesione*
δ= *peso di volume*
φ =angolo d'attrito
$N_c - N_q - N_\delta$ *= coeff. di capacità portante (apposite tabelle)*
$s_c d_c s_q d_q s_\delta d_\delta$ *= fattori di forma e profondità legati a φ (angolo d'attrito) con apposite formule*

8 – VERIFICHE AGLI STATI ULTIMI MEYRHOF

PROVA PENETROMETRICA N. 1 – CPT 1

FONDAZIONI NASTRIFORMI IN APPOGGIO SULL'ORIZZONTE 1

Stratigrafia

ORIZZONTE	Profondità (m)	Descrizione
1	p.c. ÷ 2,4	Sabbia limosa
2	2,4 ÷ 4,0	sabbie limoso argillose
3	4,0 ÷ 4,60	Sabbia ghiaiosa
4	4,60 ÷ 6,4	sabbia ghiaiosa

Determinazione parametri caratteristici orizzonte di fondazione

ORIZZONTE	**1**
Valore medio di Qc	27,4
Peso di volume naturale (t/m^3)	1,80 – 2,0
Angolo di attrito (°)	29,3
Modulo edometrico (kg/cm^2)	54 -137
Modulo elastico (kg/cm^2)	0,0
Modulo di taglio (kg/cm^2)	211

In considerazione del progetto e delle caratteristiche geotecniche dell'area, il piano di fondazione è previsto all'interno dell'orizzonte 1, alla profondità di -0,5 metri dal piano indagini.

In accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) (capacità portante) e allo stato limite di esercizio (SLE).

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per la quale è stata progettata.

Si parla di stato limite ultimo nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la portanza del terreno di fondazione.

Il termine stato limite di esercizio viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non avendosi il collasso, l'opera subisca lesioni tali da renderla inutilizzabile.

Nel caso di una fondazione superficiale ciò può verificarsi, quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

Si parla di criterio semiprobabilistico in quanto, a differenza dell'approccio rigorosamente probabilistico, compare il concetto di coefficiente sicurezza, anche se di tipo differenziato a seconda del parametro preso in esame.

La procedura adottata per calcolare la capacità portante del terreno è la seguente:

1. ipotizzando che sollecitazioni applicate e portanza siano fra loro indipendenti, si determinano i valori caratteristici dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno; per valore caratteristico s'intende, se si adotta un approccio statistico, quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento; assumere, per esempio, un valore caratteristico di 30° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di

non superamento del 5%, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a 30°;

2. per tenere conto di eventuali altre cause d'indeterminazione, si applicano ai valori caratteristici dei coefficienti di sicurezza parziali in funzione dello stato limite considerato;

3. s'introducono i valori così ridotti di c e φ in una delle formule di calcolo della portanza disponibili in letteratura (Brinch Hansen, Vesic, Terzaghi, Meyerhof, ecc.), ricavando la portanza della fondazione; al valore ottenuto si applica un ulteriore coefficiente di sicurezza globale, variabile in funzione dell'approccio di calcolo scelto;

4. si confronta il valore del carico di progetto con il valore di portanza ottenuto, controllando che, ovviamente, non sia superiore.

Secondo la normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione:

Rd>Ed

con:

Rd= valore di progetto della resistenza del terreno

Ed= valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di calcolo

A tal fine la normativa impone l'utilizzo dei coefficienti parziali (γm) riduttivi da applicare ai valori caratteristici (Vk) dei parametri di resistenza del terreno secondo due combinazioni denominate M1 e M2.

Le valutazioni sono state eseguite in condizioni a lungo termine, carico assiale, momento alla base di appoggio nullo, metodo di Meyerof e considerando come terreno di fondazione l'unità geotecnica 1 (orizzonte 1 individuato dalle prove penetrometriche).

Per la verifica allo SLE è stata adottata la combinazione M1 dove i coefficienti riduttivi risultano unitari e pertanto i valori di progetto Vp coincidono con i valori caratteristici Vp=Vk.

Il fattore limitante nel caso dello SLE è rappresentato dal cedimento massimo e dalle distorsioni massime compatibili con la funzionalità dell'opera.

Il cedimento massimo compatibile della struttura è stato imposto, per sedimenti incoerenti ≤ 2.5 cm.

Calcolo dei valori caratteristici (fk) con il frattile 5%.

Considerando in base al D.M. L.L. P.P. 14.01.08 i coefficienti M1 ed M2 della tabella 6.2.II, si avrà:

Per ottenere il valore caratteristico dell'angolo di attrito da inserire nei calcoli φ'k è stata applicata la formula;

Valori medi (Vm) ⇒ Valori Caratteristici (Vk) ⇒ Valori di Progetto (Vd)

φ'k = φ'm (1- 1,645 V φ'm)

dove:

φ'm è il valore medio dell'angolo di attrito del sito

V è lo scostamento medio tra angolo di attrito minimo e massimo.

PROVA CPT1

ORIZZONTE 1- FONDAZIONE A TRAVE CONTINUA (1 X 15 m)

Si ritiene corretto applicare la riduzione del 2% del valore di φ derivante dall'indagine (orizzonte 1 = 29,3°) si ottiene un valore 28,72°

Orizzonte 1 →φ'm = 28,72°

Tale valore minimo di φ corrisponde ad uno scostamento medio dei vari φ riscontrabili in sito

Orizzonte1 → V = 0,58

Ne deriva che il valore caratteristico da introdurre nei calcoli risulta:

Orizzonte 1 →φ'k = φ'm (1- 1,645 V/ φ'm)= 31,36°(1-1,645 * 0,64/31,36°)= →**27,743**°

φ'k =**27,7°**

Secondo il D.M. 14.01.08, per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi i parametri geotecnici del terreno devono essere ridotti tramite i coefficienti M1 ed M2 espressi nella tabella 6.2.II.

si ottiene pertanto:

Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	**Coeff. parziale γ_M**	**(M1)**	**(M2)**	**Val. verifica (A2, M2, R2)**	**Val. verifica (A1, M1, R3)**
				Orizzonte	**Orizzonte**
				1	**1**
(tan) φ' (°)	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25	27,7	22,16
c' (kg/cm^2)	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25	-	-
C_u (kg/cm^2)	γ_{Cu}	1.0	1.4	-	-
γ_t (t/m^3)	$\gamma_{\gamma t}$	3	3	1,80	1,80

PROVA CPT2

ORIZZONTE 2- FONDAZIONE A PLATEA (7,1 X 8 m)

Si ritiene corretto applicare la riduzione del 2% del valore di φ derivante dall'indagine (orizzonte 2 = 33,7°) si ottiene un valore 33°

Orizzonte 1 →φ'm = 33°

Tale valore minimo di φ corrisponde ad uno scostamento medio dei vari φ riscontrabili in sito

Orizzonte1 → V = 0,63

Ne deriva che il valore caratteristico da introdurre nei calcoli risulta:

Orizzonte 1 →φ'k = φ'm (1- 1,645 V/ φ'm)= 33°(1-1,645 * 0,63/33°)= →**31,9°**

φ'k =**31,9°**

Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coeff. parziale γ_M	(M1)	(M2)	Val. verifica (A2, M2, R2)	Val. verifica (A1, M1, R3)
				Orizzonte	Orizzonte
				1	1
(tan) φ' (°)	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25	31,9	25,5
c' (kg/cm^2)	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25	-	-
C_u (kg/cm^2)	γ_{Cu}	1.0	1.4	-	-
γ_t (t/m^3)	$\gamma_{\gamma t}$	3	3	2	2

Verifica agli stati limite ultimo (SLU)

Per il calcolo della resistenza del sistema geotecnico Rd sono state prese in considerazione le seguenti ipotesi di fondazione:

- A platea per la zona autorimesse impostata nei terreni dello STRATO 2 ad una profondità di 1 metro
- A trave continua per la zona villetta impostata nei terreni dello STRATO 1 ad una profondità di 0,8 metri rispetto al piano campagna (piano di esecuzione delle prove penetrometriche).

La resistenza del terreno Rd è stata calcolata con la relazione sotto riportata (Terzaghi 1943, Brinch, Meyerhof 1951-63, Vesic 1973-75, Hansen 1970) trascurando il fattore di profondità dq e

introducendo per la verifica in condizioni sismiche i fattori correttivi z e zq proposti da Paolucci e Pecker, 1997 che tengono conto dell'inerzia del terreno in condizioni sismiche in funzione del coefficiente sismico kh.

Al primo termine della relazione di Brinch Hansen è stato inoltre applicato il fattore di riduzione r proposto da Bowles 1988, valido per fondazioni larghe e platee con B > 1.8 metri.

Il calcolo della **SLU** è stato effettuato mediante programma applicativo informatizzato, secondo la formula di Meyerhof (vedi tabella di calcolo sottostante) da cui si ricava:

Orizzonte 2 - Verifica agli stati limite ultimo (SLU)

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot [(0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma) \cdot + \ (\gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q)]$$

B = larghezza fondazione in c.a.
γ1 = peso di volume del terreno sotto il piano di posa = 2,10 t/m3
γ2 = peso di volume del terreno sopra il piano di posa = 1,8 t/m3
Df = approfondimento relativo = 1,60
s , sq = fattori di forma fondazione = 1 (trascurati a favore di sicurezza)
N , Nq = fattori adimensionali in funzione dell'angolo di attrito (*Vesic, 1975*)

Secondo il D.M. 14.01.08, per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi i parametri geotecnici del terreno devono essere ridotti tramite i coefficienti M1 (▪R =1,8) ed M2 (▪R =2,3) espressi nella tabella 6.2.II.

Pertanto si avrà, nelle ipotesi di fondazioni superficiali nastriformi (B= 2,50 m, L=2,50 m):

FONDAZIONE TRAVE CONTINUA (1 X 15 m.) ZONA BOX

Orizzonte di appoggio	D (m)	B (m)	L (m)	q.ult. (Kg/cmq) - SLU	
				(A2+M2+R2)	(A1+M1+R3)
2	0,5	1	15	2,38	1,76

FONDAZIONE A PLATEA (7,1 X 8 m.) ZONA ABITAZIONE

Orizzonte di appoggio	D (m)	B (m)	L (m)	q.ult. (Kg/cmq) - SLU	
				(A2+M2+R2)	(A1+M1+R3)
2	1,0	7,1	8	11,9	5,5

Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)

Le NTC/08 e le relative Istruzioni non contengono indicazioni su come eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio per le opere geotecniche, né fissano soglie da rispettare.

Per le fondazioni dirette le NTC/08 (par. 6.4.2.2) recitano: "Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi."

La CIRC/09 (par. C6.4.2.2): "Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana fine, i parametri che caratterizzano la deformabilità sono di regola ottenuti da prove di laboratorio su campioni indisturbati. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito. I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dalcomportamento statico e dalla funzionalità del manufatto. Qualora il manufatto in progetto possa influire sul comportamento statico e sulla funzionalità di manufatti adiacenti, il giudizio di ammissibilità deve essere esteso a questi ultimi."

Sulla base di quanto sopra indicato si è proceduto nel seguente modo: si sono determinati i cedimenti con i criteri di calcolo usuali per i terreni incoerenti e per dare un giudizio sulla loro ammissibilità si è fatto riferimento a numerosi grafici e tabelle di letteratura, che su base statistica e in funzione di parametri diversi, indicano i valori ammissibili.

L'approccio generalmente seguito è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima funzione della tipologia di struttura.

Utilizzando la correlazione βmax/wmax proposta da Grant e altri, 1974 aggiornata da Viggiani, 1992 e quella di Mandolini, 2003 considerando una distorsione angolare massima max di 1/500 si è assunto come cedimento massimo wmax il limite di 2.5 cm.

In relazione al comportamento sostanzialmente elastico dei terreni a grana grossa e media (la deformazione segue in maniera quasi immediata l'applicazione del carico), i cedimenti, se inferiori a 2,5 cm., si esauriranno per buona parte a costruzione ultimata. In tal senso in merito ai cedimenti ammissibili di opere è noto che i cedimenti assoluti influenzano il comportamento di una struttura in misura minore dei cedimenti differenziali ed è ormai ampliamente riconosciuto che esiste una relazione tra i due cedimenti (Grant et al., 1975, Skempton e Mc Donald, 1956, Polshin e Tokar, 1957, Bjerrum, 1963, Burland&Wroth, 1974). L'approccio generalmente seguito è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima funzione della tipologia di struttura. Utilizzando la correlazione βmax/wmax proposta da Grant e altri, 1974 aggiornata da Viggiani, 1992 e quella di Mandolini, 2003 considerando una distorsione angolare massima max di 1/500 si è assunto come cedimento massimo wmax il limite di 2.5 cm. In relazione alla natura granulare dei terreni la valutazione dell'entità dei cedimenti è stata eseguita con la relazione basata sulla teoria dell'elasticità, cioè assimilando il terreno a un mezzo elastico e calcolando il contributo di singoli strati di spessore hi e modulo di deformazione Ei con la seguente relazione di calcolo:

$$w_R = K_r \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{E_i} \cdot \left[\Delta\sigma_z - \mu \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)\right] H_i$$

H_i = spessore dello strato comprimibile iesino

$\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, = tensioni indotte sotto il centro di un'area di carico flessibile dovuto al carico applicato

E_i = modulo elastico del livello iesino

μ = coefficiente di Poisson = 0.3

K_r = rapporto tra il cedimento medio della fondazione rigida ed il cedimento della fondazione flessibile

Le tensioni normali verticali ed orizzontali Δσz, Δσx e Δσy indotte al centro di un plinto quadrato da un carico uniformemente distribuito Qe pari alla Rd, sono state determinate con riferimento alla teoria dell'elasticità, assimilando il terreno ad un mezzo continuo, lineare, isotropo ed omogeneo (Poulos e Davis, 1974). A causa dell'esistenza di una "soglia" della deformazione il calcolo dei cedimenti è stato limitato allo strato che realisticamente risente della presenza del carico applicato in superficie. Il volume di terreno significativo così individuato è stato quindi suddiviso in n-strati di spessore hi, con caratteristiche di compressibilità omogenee, dei quali si è determinato il cedimento; infine è stato calcolato il cedimento totale w come somma dei contributi di ciascun strato. I calcoli sono indicati nelle tabelle di seguito riportate nelle quali Wt rappresenta il cedimento totale e Wamm il cedimento ammissibile assunto ≤ 2,5 cm.

In relazione al comportamento sostanzialmente elastico dei terreni a grana grossa e media (la deformazione segue in maniera quasi immediata l'applicazione del carico), i cedimenti, se inferiori a 2,5 si esauriranno per buona parte a costruzione ultimata.

CEDIMENTI FONDAZIONE IN C.A. CON CARICO ESERCIZIO Qe PARI A Rd QUOTA IMPOSTA FONDAZIONE -0,5 e – 1,2 METRI DA PIANO INDAGINI IN BASE AL PROGETTO

FONDAZIONE NASTRIFORME (1 X 15 m) PER BOX E PLATEA (7,1 X 8) PER ABITAZIONE

Tipo di verifica	BxL (m)	Quota di imposta fondazione	Rd (Kg/cmq)	Wt (cm)	Wamm (cm) ≤ 2,5 cm	Rd max (Kg/cmq) Wt=2,5
SLU Approccio 2	1 x 15	O,5	2,38	5,12	2,49	1,2
SLU Approccio 1	1 x 15	O,5	1,76	3,74	2,048	1,00
SLU Approccio 2	7,1 x 8	1,2	11,9	47,38	2,66	0,85
SLU Approccio 1	7,1 x 8	1,2	5,5	21,50	2,459	0,8

SLE APPROCCIO 2 **SLE APPROCCIO 1**

DATI GENERALI FONDAZIONE SUPERFICIALE

Larghezza	1	m
Lunghezza	15	m
Immorsamento	0,5	m
Tipo	Nastriforme	
Peso di volume sopra piano posa	1,6	t/m³
Peso di volume sotto piano posa	2	t/m³
Carico agente sulla fondazione	1,2	kg/cm²
Valore di qc minimo	25,3	kg/cm²
Fattore di sicurezza	3	
Terreno prevalentemente	Incoerente	

CARICO LIMITE

TERZAGHI	4,55	Kg/cm²
SCHMERTMANN	4,32	Kg/cm²
MEYERHOF	12,90	Kg/cm²

CARICO AMMISSIBILE

TERZAGHI	1,52	Kg/cm²
SCHMERTMANN	1,44	Kg/cm²
MEYERHOF	4,30	Kg/cm²
HERMINIER	2,53	Kg/cm²

CEDIMENTI

z:	Profondità di calcolo (m)
q:	Sovraccarico a metà strato (kg/cm²)
qc:	Resistenza punta (Kg/cm²)
Mo:	Modulo Edometrico (kg/cm²)
w:	Cedimento (cm)

Strato	z	q	qc	Mo	w
1	1,20	0,50	27,40	54,80	2,207
2	3,20	0,26	16,40	47,74	0,881
3	4,30	0,21	51,40	102,80	0,121
4	5,50	0,17	177,90	266,85	0,114

Totale cedimento (teorico)	3,324
Totale cedimento (reale)	2,493
Totale cedimento (reale per fondazione rigida)	1,962

DATI GENERALI FONDAZIONE SUPERFICIALE

Larghezza	1	m
Lunghezza	15	m
Immorsamento	0,5	m
Tipo	Nastriforme	
Peso di volume sopra piano posa	1,6	t/m³
Peso di volume sotto piano posa	2	t/m³
Carico agente sulla fondazione	1	kg/cm²
Valore di qc minimo	20,24	kg/cm²
Fattore di sicurezza	3	
Terreno prevalentemente	Incoerente	

CARICO LIMITE

TERZAGHI	3,64	Kg/cm²
SCHMERTMANN	3,67	Kg/cm²
MEYERHOF	10,32	Kg/cm²

CARICO AMMISSIBILE

TERZAGHI	1,21	Kg/cm²
SCHMERTMANN	1,22	Kg/cm²
MEYERHOF	3,44	Kg/cm²
HERMINIER	2,02	Kg/cm²

CEDIMENTI

z:	Profondità di calcolo (m)
q:	Sovraccarico a metà strato (kg/cm²)
qc:	Resistenza punta (Kg/cm²)
Mo:	Modulo Edometrico (kg/cm²)
w:	Cedimento (cm)

Strato	z	q	qc	Mo	w
1	1,20	0,41	27,40	54,80	1,813
2	3,20	0,22	16,40	47,74	0,724
3	4,30	0,17	51,40	102,80	0,100
4	5,50	0,14	177,90	266,85	0,094

Totale cedimento (teorico)	2,730
Totale cedimento (reale)	2,048
Totale cedimento (reale per fondazione rigida)	1,611

SLE APPROCCIO 2 **SLE APPROCCIO 1**

DATI GENERALI FONDAZIONE SUPERFICIALE

Larghezza	7,10	m
Lunghezza	8	m
Immorsamento	1,2	m
Tipo	Rettangolare	
Peso di volume sopra piano posa	1,6	t/m³
Peso di volume sotto piano posa	2	t/m³
Carico agente sulla fondazione	0,85	kg/cm²
Valore di qc minimo	9,4	kg/cm²
Fattore di sicurezza	3	
Terreno prevalentemente	Incoerente	

CARICO LIMITE

TERZAGHI	7,60	Kg/cm²
SCHMERTMANN	2,24	Kg/cm²
MEYERHOF	3,16	Kg/cm²

CARICO AMMISSIBILE

TERZAGHI	2,53	Kg/cm²
SCHMERTMANN	0,75	Kg/cm²
MEYERHOF	1,05	Kg/cm²
HERMINIER	0,94	Kg/cm²

CEDIMENTI

z:	Profondità di calcolo (m)
q:	Sovraccarico a metà strato (kg/cm²)
qc:	Resistenza punta (Kg/cm²)
Mo:	Modulo Edometrico (kg/cm²)
w:	Cedimento (cm)

Strato	z	q	qc	Mo	w
1	0,50	0,61	9,10	41,47	0,000
2	1,60	0,54	27,80	55,60	1,155
3	2,70	0,47	13,40	48,07	0,986
4	3,90	0,42	26,10	52,20	1,131
5	5,50	0,37	160,60	240,90	0,275

Totale cedimento (teorico)	3,548
Totale cedimento (reale)	2,661
Totale cedimento (reale per fondazione rigida)	2,094

DATI GENERALI FONDAZIONE SUPERFICIALE

Larghezza	7,10	m
Lunghezza	8	m
Immorsamento	1,2	m
Tipo	Rettangolare	
Peso di volume sopra piano posa	1,6	t/m³
Peso di volume sotto piano posa	2	t/m³
Carico agente sulla fondazione	0,8	kg/cm²
Valore di qc minimo	7,52	kg/cm²
Fattore di sicurezza	3	
Terreno prevalentemente	Incoerente	

CARICO LIMITE

TERZAGHI	6,08	Kg/cm²
SCHMERTMANN	1,99	Kg/cm²
MEYERHOF	2,53	Kg/cm²

CARICO AMMISSIBILE

TERZAGHI	2,03	Kg/cm²
SCHMERTMANN	0,66	Kg/cm²
MEYERHOF	0,84	Kg/cm²
HERMINIER	0,75	Kg/cm²

CEDIMENTI

z:	Profondità di calcolo (m)
q:	Sovraccarico a metà strato (kg/cm²)
qc:	Resistenza punta (Kg/cm²)
Mo:	Modulo Edometrico (kg/cm²)
w:	Cedimento (cm)

Strato	z	q	qc	Mo	w
1	0,50	0,57	9,10	41,47	0,000
2	1,60	0,49	27,80	55,60	1,067
3	2,70	0,44	13,40	48,07	0,912
4	3,90	0,39	26,10	52,20	1,045
5	5,50	0,34	160,60	240,90	0,254

Totale cedimento (teorico)	3,278
Totale cedimento (reale)	2,459
Totale cedimento (reale per fondazione rigida)	1,935

Confrontando i valori di cedimento trovati con il valore ammissibile assunto pari a 2.5 cm si conclude che affinché sia soddisfatta anche la verifica agli stati limite di esercizio le resistenze di progetto Rd dovranno essere quelle sotto riportate, che rappresentano la resistenza del sistema geotecnico agli SLE nell'ipotesi di cedimenti ≤ 2.5 cm

Fondazioni a Trave continua (1 X 15 m)

Resistenza di progetto Rd agli SLE		
Profondità metri	Tipo di verifica	**Rd (Kg/cmq) Portanza**
0,50	SLE Approccio 1	**1,00**

Fondazioni a platea (7,1 X 8 m)

Resistenza di progetto Rd agli SLE		
Profondità metri	Tipo di verifica	**Rd (Kg/cmq) Portanza**
1,20	SLE Approccio 1	**0,8**

9 – CONCLUSIONI

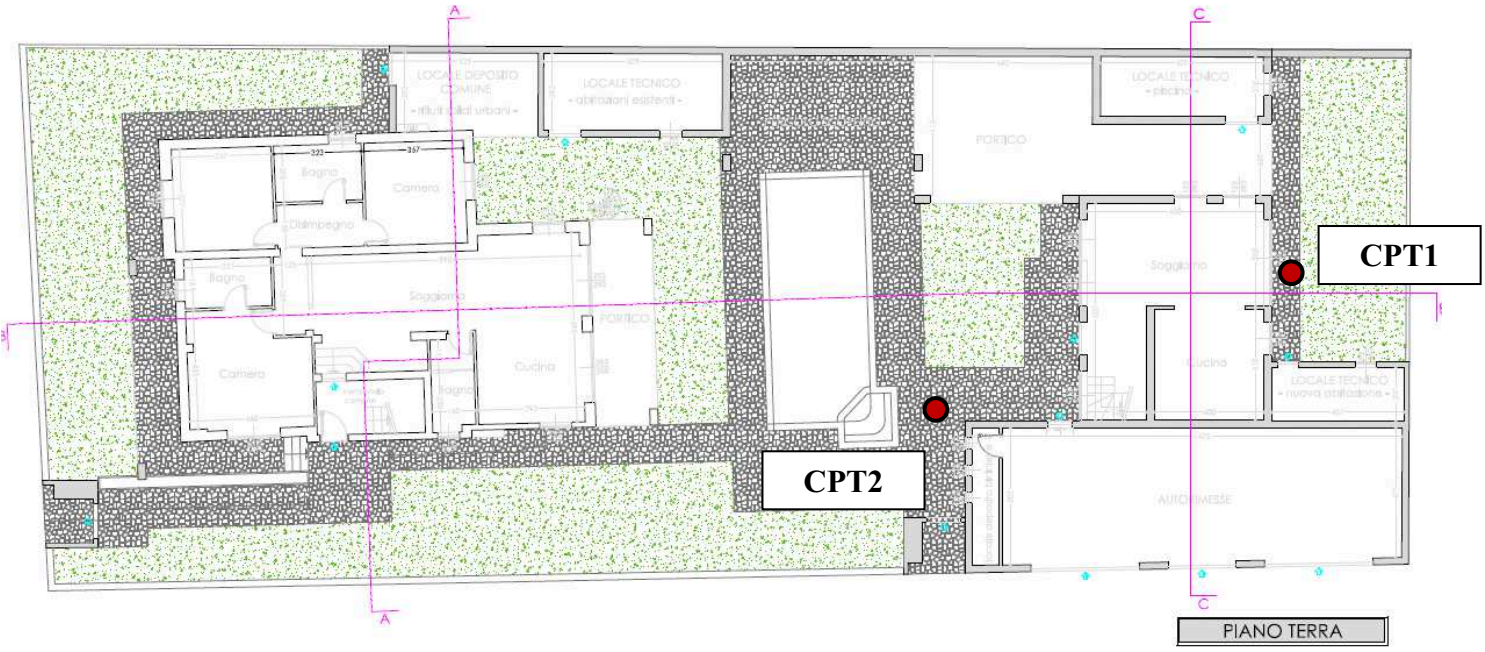
Dalle informazioni relative al tipo delle strutture da erigere ed in base alla tipologia dell'intervento, si possono suggerire le seguenti indicazioni, tenendo conto delle caratteristiche geomeccaniche del terreno, con cedimenti minimi o nulli, comunque assorbibili in corso d'opera, secondo APPROCCIO 1, essendo maggiormente cautelativo.

- **Piano di posa delle fondazioni a trave continua zona box alla quota di progetto –m. 0,5 da piano campagna, con l'applicazione di un carico di sicurezza σ di 1 kg/cmq. durante la progettazione.**

- **Piano di posa delle fondazioni a platea zona abitazione alla quota di progetto –m. 1,2 da piano campagna, con l'applicazione di un carico di sicurezza σ di 0,8 kg/cmq. durante la progettazione**

UBICAZIONE DELE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)

ALL. 1



- penetrometriche statiche (CPT).

CERTIFICATI E DIAGRAMMI PENETROMETRICI

ALL. 2

PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente:
Cantiere:
Località:

Caratteristiche Strumentali PAGANI 100 kN

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

PROVA ... Nr.1

Committente: Grandi Annamaria
Località: Via Gravellone 39
Strumento utilizzato: PAGANI 100 kN
Prova eseguita in data: 19/03/2017
Profondità prova: 6,40 mt

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm²)	Lettura laterale (Kg/cm²)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,0	0,0	0,1	0,4	0,25	400,0
0,40	16,0	22,0	16,1	0,7	23,0	4,35
0,60	24,0	35,0	24,1	0,7	34,43	2,9
0,80	36,0	47,0	36,1	1,2	30,08	3,32
1,00	39,0	57,0	39,1	0,9	43,44	2,3
1,20	25,0	38,0	25,3	1,1	23,0	4,35
1,40	25,0	42,0	25,3	1,2	21,08	4,74
1,60	29,0	47,0	29,3	1,1	26,64	3,75
1,80	29,0	45,0	29,3	0,7	41,86	2,39
2,00	46,0	57,0	46,3	1,3	35,62	2,81
2,20	31,0	51,0	31,4	0,7	44,86	2,23
2,40	26,0	37,0	26,4	0,6	44,0	2,27
2,60	13,0	22,0	13,4	0,5	26,8	3,73
2,80	10,0	18,0	10,4	0,4	26,0	3,85
3,00	11,0	17,0	11,4	0,5	22,8	4,39
3,20	12,0	20,0	12,6	0,5	25,2	3,97
3,40	15,0	23,0	15,6	0,9	17,33	5,77
3,60	19,0	33,0	19,6	0,8	24,5	4,08
3,80	22,0	34,0	22,6	0,8	28,25	3,54
4,00	25,0	37,0	25,6	0,6	42,67	2,34
4,20	48,0	57,0	48,7	0,9	54,11	1,85
4,40	48,0	61,0	48,7	0,8	60,88	1,64
4,60	56,0	68,0	56,7	5,6	10,13	9,88
4,80	213,0	297,0	213,7	2,3	92,91	1,08
5,00	182,0	216,0	182,7	3,2	57,09	1,75
5,20	134,0	182,0	134,8	2,3	58,61	1,71
5,40	135,0	169,0	135,8	0,5	271,6	0,37
5,60	115,0	123,0	115,8	0,4	289,5	0,35
5,80	44,0	50,0	44,8	2,7	16,59	6,03
6,00	293,0	252,0	293,8	3,5	83,94	1,19
6,20	479,0	532,0	480,0	0,0		0,0
6,40	0,0	0,0	0,0	0,0		

Profondità (m)	Valutazione litologica secondo: Douglas Olsen 1981
0,20	Torba e Argille organiche
0,40	Argille sensitive
0,60	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
0,80	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
1,00	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
1,20	Terreni coesivi ed incorenti a grana fine
1,40	Argille sensitive
1,60	Terreni coesivi ed incorenti a grana fine
1,80	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
2,00	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
2,20	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
2,40	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
2,60	Terreni coesivi ed incorenti a grana fine
2,80	Argille sensitive
3,00	Argille sensitive
3,20	Terreni coesivi ed incorenti a grana fine
3,40	Argille sensitive
3,60	Terreni coesivi ed incorenti a grana fine
3,80	Terreni coesivi ed incorenti a grana fine
4,00	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
4,20	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
4,40	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
4,60	Argille sensitive
4,80	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
5,00	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)

5,20	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
5,40	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
5,60	Sabbie metastabili
5,80	Argille sensitive
6,00	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
6,20	Sabbie metastabili
6,40	Stima non eseguibile

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI Nr.1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Lunne & Eide	Sunda Relazione Sperimentale	Lunne T.-Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi	Begemann	De Beer	Baligh ed altri (1980) Nk=(20)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	1,56	1,69	1,81	1,60	1,43	1,37	1,94	1,37	1,36
Strato 2	4,00	16,4	0,6	0,90	1,09	1,05	0,93	0,83	0,82	1,13	0,82	0,79
Strato 3	4,60	51,4	2,4	2,90	2,56	3,37	2,97	2,66	2,57	3,62	2,57	2,53

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buismann	Buismann Sanglerat
Strato 1	2,40	27,4	0,9	68,50	54,80	82,20	82,20
Strato 2	4,00	16,4	0,6	82,00	47,74	98,40	49,20
Strato 3	4,60	51,4	2,4	128,50	102,80	154,20	77,10

Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Cancelli 1980	Ladd 1977 (30)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	1018,50	41,10
Strato 2	4,00	16,4	0,6	591,30	24,60
Strato 3	4,60	51,4	2,4	1899,86	77,10

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm²)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	Imai & Tomauchi	211,65
Strato 2	4,00	16,4	0,6	Imai & Tomauchi	154,68
Strato 3	4,60	51,4	2,4	Imai & Tomauchi	310,85

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Stress-History	P.W.Mayne 1991	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.
Strato 1	2,40	27,4	0,9	2,66	9	>9	1,21
Strato 2	4,00	16,4	0,6	0,6	7,7	6,79	<0.5
Strato 3	4,60	51,4	2,4	1,62	9	>9	1,72

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	Meyerhof	2,02
Strato 2	4,00	16,4	0,6	Meyerhof	1,93
Strato 3	4,60	51,4	2,4	Meyerhof	2,13

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	Meyerhof	2,10
Strato 2	4,00	16,4	0,6	Meyerhof	2,01
Strato 3	4,60	51,4	2,4	Meyerhof	2,21

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa (%)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Baldi 1978 - Schmertmann 1976	Schmertmann	Harman	Lancellotta 1983	Jamiolkowski 1985
Strato 1	2,40	27,4	0,9	49,38	61,76	61,85	50,06	71,08
Strato 2	4,00	16,4	0,6	21,03	16,92	20,92	21,48	28,61
Strato 3	4,60	51,4	2,4	51,31	54,6	56,48	52,02	52,96
Strato 4	6,40	177,9	1,7	83,97	95,06	94,68	84,95	80,62

Angolo di resistenza al taglio (°)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Durgunoglu-Mitchell 1973	Caquot	Koppejan	De Beer	Schmertmann	Robertson & Campanella 1983	Herminier	Meyerhof 1951
Strato 1	2,40	27,4	0,9	36,71	33,3	30,48	28,45	36,65	41,4	28,58	29,3
Strato 2	4,00	16,4	0,6	29,89	25,95	22,76	21,4	30,37	32,78	22,87	24,36
Strato 3	4,60	51,4	2,4	34,68	30,85	27,92	26,11	35,64	38,75	25,91	40,08
Strato 4	6,40	177,9	1,7	39,81	36,09	33,42	31,13	41,31	44,19	33,5	45

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Schmertmann	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	68,50	54,80	235,33
Strato 2	4,00	16,4	0,6	41,00	32,80	229,10
Strato 3	4,60	51,4	2,4	128,50	102,80	485,63
Strato 4	6,40	177,9	1,7	444,75	355,80	817,06

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Robertson & Campanella da Schmertmann	Lunne-Christoffersen 1983 - Robertson and Powell 1997	Kulhawy-Mayne 1990	Mitchell & Gardner 1975	Buisman - Sanglerat
Strato 1	2,40	27,4	0,9	52,42	107,48	215,82	54,80	137,00
Strato 2	4,00	16,4	0,6	21,25	64,33	121,84	32,80	82,00
Strato 3	4,60	51,4	2,4	53,30	201,62	407,58	87,38	77,10
Strato 4	6,40	177,9	1,7	90,81	368,92	1448,07	266,85	266,85

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	G (Kg/cm²)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	Imai & Tomauchi	211,65
Strato 2	4,00	16,4	0,6	Imai & Tomauchi	154,68
Strato 3	4,60	51,4	2,4	Imai & Tomauchi	310,85
Strato 4	6,40	177,9	1,7	Imai & Tomauchi	663,77

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Stress-History	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.	Ladd e Foot 1977
Strato 1	2,40	27,4	0,9	2,66	>9	>9	
Strato 2	4,00	16,4	0,6	0,6	8,14	6,77	
Strato 3	4,60	51,4	2,4	1,62	>9	>9	
Strato 4	6,40	177,9	1,7	4,66	>9	>9	

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Ko
Strato 1	2,40	27,4	0,9	Kulhawy-Mayne (1990)	0,66
Strato 2	4,00	16,4	0,6	Kulhawy-Mayne (1990)	0,25
Strato 3	4,60	51,4	2,4	Kulhawy-Mayne (1990)	0,48
Strato 4	6,40	177,9	1,7	Kulhawy-Mayne (1990)	0,95

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	C	Crm
Strato 1	2,40	27,4	0,9	0,11554	0,01502
Strato 2	4,00	16,4	0,6	0,1481	0,01925
Strato 3	4,60	51,4	2,4	0,10501	0,01365
Strato 4	6,40	177,9	1,7	0,10172	0,01322

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	Meyerhof	1,80
Strato 2	4,00	16,4	0,6	Meyerhof	1,80
Strato 3	4,60	51,4	2,4	Meyerhof	1,80
Strato 4	6,40	177,9	1,7	Meyerhof	1,90

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	Meyerhof	2,10
Strato 2	4,00	16,4	0,6	Meyerhof	2,10
Strato 3	4,60	51,4	2,4	Meyerhof	2,10
Strato 4	6,40	177,9	1,7	Meyerhof	2,20

Liquefazione - Accelerazione sismica massima (g)=0,077778

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione
Strato 1	2,40	27,4	0,9	Robertson e Wride 1997	20,027
Strato 2	4,00	16,4	0,6	Robertson e Wride 1997	2,437
Strato 3	4,60	51,4	2,4	Robertson e Wride 1997	65,389
Strato 4	6,40	177,9	1,7	Robertson e Wride 1997	81,012

Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Permeabilità (cm/s)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	Piacentini-Righi 1988	1,989382E-06
Strato 2	4,00	16,4	0,6	Piacentini-Righi 1988	5,219611E-07
Strato 3	4,60	51,4	2,4	Piacentini-Righi 1988	3,066658E-10
Strato 4	6,40	177,9	1,7	Piacentini-Righi 1988	0,001

Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm²/s)
Strato 1	2,40	27,4	0,9	Piacentini-Righi 1988	0,1635272
Strato 2	4,00	16,4	0,6	Piacentini-Righi 1988	2,568048E-02
Strato 3	4,60	51,4	2,4	Piacentini-Righi 1988	4,728787E-05
Strato 4	6,40	177,9	1,7	Piacentini-Righi 1988	0

K di Winkler

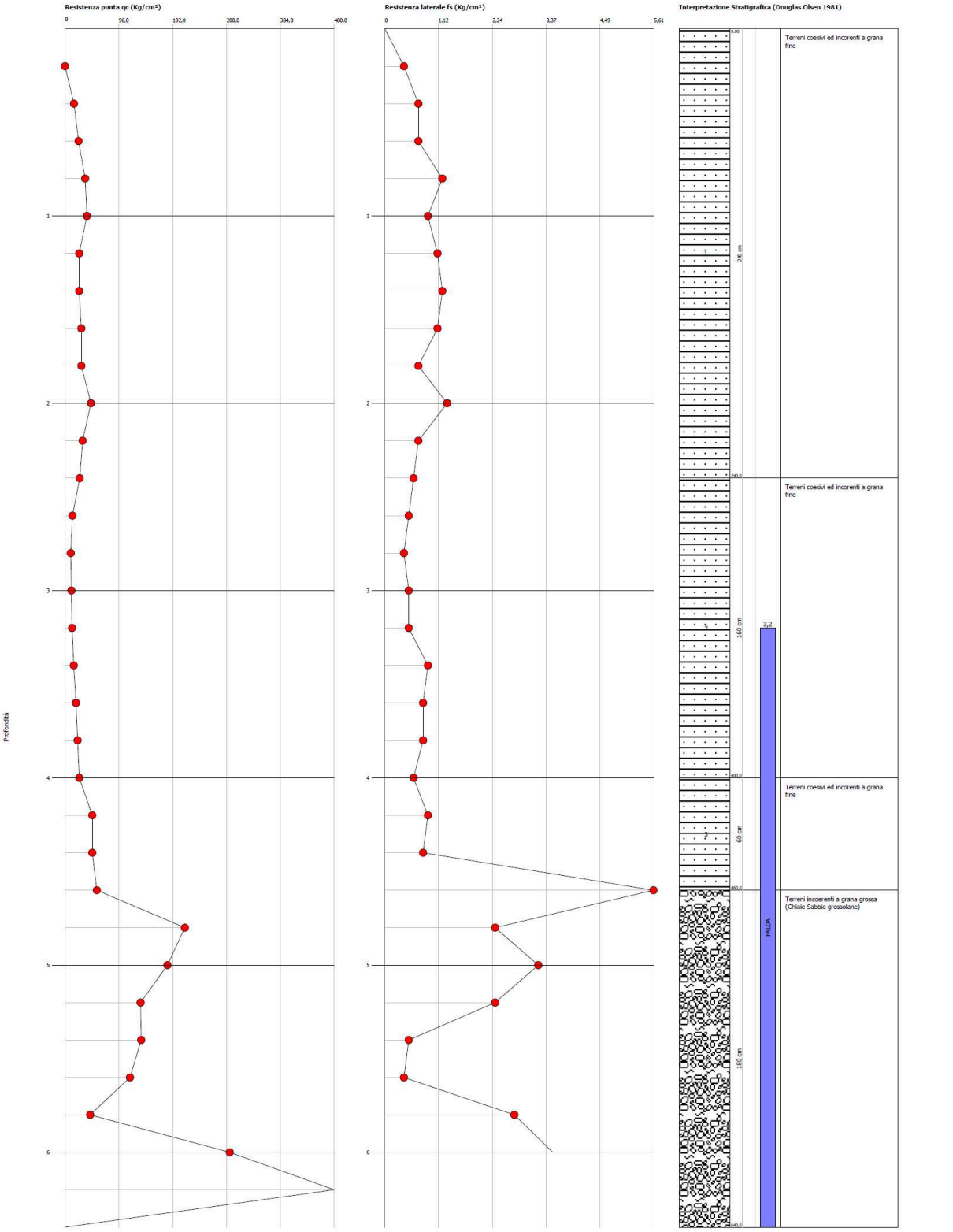
	K (Kg/cm³)
Strato 1	2,47

Probe CPT - Cone Penetration Nr.1
Strumento utilizzato... PAGANI 100 kN
Diagramma Resistenze qc fs

Committente :
Cantiere :
Località :

Data :19/03/2017

Scala 1:27



Calcolo SLU - Meyerhof - approccio 2 - fondazione nastriforme

Parametri geotecnici del terreno

Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**2,00**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**27,70**
Coesione	(c')	t/m^2	
Kp			**2,74**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1,60**

dati calcolati

Caratteristiche geometriche della fondazione

Larghezza fondazione	B	m	**1,00**
Lunghezza fondazione	L	m	**15,00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0,00**
Approfondimento	D	m	**0,50**
Inclinazione carico	i	°	**0,00**
Larghezza ridotta	B'	m	**1,00**

Coefficenti di fondazione

Nq	14,2437	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2$
$N\gamma$	10,6406	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc	25,2255	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma

s_c	1,0365	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$	1,0182	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità

d_c	1,1654	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$	1,0827	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico

$i_q = i_c$	1,0000	$(1 - i°/90)^2$
i_γ	1,0000	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite

12,5627	γ_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q
11,7310	0,5 * B' * γ * N_γ * s_γ * d
30,4719	c' * Nc * s_c * d_c * i_c

Qamm = (gr * D * Nq * sq * dq * iq) +(c' * Nc * sc * dc * ic)+(0,5 * B' * g * Ng * sg * dg * ig)

Q ult		**t/m^2**	**54,7656**	**TOTALE**
Q ult		**Kg/cm^2**	**5,4766**	
SLU	γR = 2,3		**2,3811**	

Compendio di calcolo

0,483456	φ in rad	
0,525012	tg φ	
1,649373	π * tg φ	
5,20371	e^ π tg φ	
1,464842	1 + sen φ	
0,535158	1 - sen φ	
2,737214	1+senφ/1-senφ =Kp	
0,676839	1,4 * φ	
0,803446	tg 1,4 φ	
13,24367	Nq - 1	
1,904719	ctg φ	
0,036496	0,2 Kp*(B/L)	
0,018248	0,1 Kp*(B/L)	
1,654453	Kp^1/2	
0,165445	0,2 Kp^1/2 * D/B	
0,082723	0,1 Kp^1/2 * D/B	
1	1 - i°/90	
1	1 - i°/φ	

Calcolo SLU - Meyerhof - approccio 1 fondazione nastriforme

Parametri geotecnici del terreno

Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**2,00**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**22,16**
Coesione	(c')	t/m^2	
Kp			**2,21**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1,60**

dati calcolati

Caratteristiche geometriche della fondazione

Larghezza fondazione	B	m	**1,00**
Lunghezza fondazione	L	m	**15,00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0,00**
Approfondimento	D	m	**0,50**
Inclinazione carico	i	°	
Larghezza ridotta	B'	m	**1,00**

Coefficenti di fondazione

Nq	7,9492	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2$
$N\gamma$	4,1795	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc	17,0625	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma

s_c	1,0295	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$	1,0147	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità

d_c	1,1487	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$	1,0744	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico

$i_q = i_c$	1,0000	$(1 - i°/90)^2$
i_γ	1,0000	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite

6,9329	γ_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q
4,5564	0,5 * B' * γ * N_γ * s_γ * d
20,1777	c' * Nc * s_c * d_c * i_c

Compendio di calcolo

0,386765	φ in rad	
0,407278	tg φ	
1,279502	π * tg φ	
3,594848	e^ π tg φ	
1,377194	1 + sen φ	
0,622806	1 - sen φ	
2,211274	1+senφ/1-senφ	=Kp
0,541471	1,4 * φ	
0,601431	tg 1,4 φ	
6,949195	Nq - 1	
2,455324	ctg φ	
0,029484	0,2 Kp*(B/L)	
0,014742	0,1 Kp*(B/L)	
1,487035	Kp^1/2	
0,148704	0,2 Kp^1/2 * D/B	
0,074352	0,1 Kp^1/2 * D/B	
1	1 - i°/90	
1	1 - i°/φ	

Qamm = (gr * D * Nq * sq * dq * iq) +(c' * Nc * sc * dc * ic)+(0,5 * B' * g * Ng * sg * dg * ig)

Q ult		**t/m^2**	**31,6670**	**TOTALE**
Q ult		**Kg/cm^2**	**3,1667**	
SLU	γR = 1,8		**1,7593**	

PROVA ... Nr.2

Committente: Grandi Annamaria
Località: Via Gravellone 39
Strumento utilizzato: PAGANI 100 kN
Prova eseguita in data: 19/03/2017
Profondità prova: 6,40 mt

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm²)	Lettura laterale (Kg/cm²)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	
0,40	11,0	13,0	11,1	0,3	37,0	2,7
0,60	11,0	15,0	11,1	0,7	15,86	6,31
0,80	9,0	19,0	9,1	0,5	18,2	5,49
1,00	14,0	21,0	14,1	0,3	47,0	2,13
1,20	18,0	23,0	18,3	0,8	22,88	4,37
1,40	24,0	36,0	24,3	0,8	30,38	3,29
1,60	24,0	36,0	24,3	0,8	30,38	3,29
1,80	35,0	47,0	35,3	1,7	20,76	4,82
2,00	39,0	64,0	39,3	1,1	35,73	2,8
2,20	25,0	42,0	25,4	0,5	50,8	1,97
2,40	16,0	23,0	16,4	0,6	27,33	3,66
2,60	9,0	18,0	9,4	0,5	18,8	5,32
2,80	10,0	17,0	10,4	0,4	26,0	3,85
3,00	12,0	18,0	12,4	0,5	24,8	4,03
3,20	18,0	26,0	18,6	1,5	12,4	8,06
3,40	34,0	57,0	34,6	1,7	20,35	4,91
3,60	29,0	54,0	29,6	1,4	21,14	4,73
3,80	18,0	39,0	18,6	0,7	26,57	3,76
4,00	23,0	33,0	23,6	1,5	15,73	6,36
4,20	38,0	61,0	38,7	1,0	38,7	2,58
4,40	21,0	36,0	21,7	1,5	14,47	6,91
4,60	15,0	37,0	15,7	0,9	17,44	5,73
4,80	136,0	149,0	136,7	1,1	124,27	0,8
5,00	159,0	176,0	159,7	4,2	38,02	2,63
5,20	201,0	264,0	201,8	2,8	72,07	1,39
5,40	183,0	225,0	183,8	1,7	108,12	0,92
5,60	98,0	124,0	98,8	2,5	39,52	2,53
5,80	130,0	167,0	130,8	2,7	48,44	2,06
6,00	207,0	248,0	207,8	-3,0	-69,27	-1,44
6,20	325,0	280,0	326,0	0,0		0,0
6,40	0,0	0,0	0,0	0,0		

Profondità (m)	Valutazione litologica secondo: Douglas Olsen 1981
0,20	Stima non eseguibile
0,40	Materiali sensitivi coesivi ed incoerenti
0,60	Argille sensitive
0,80	Argille sensitive
1,00	Materiali sensitivi poco coesivi a grana medio grossa
1,20	Argille sensitive
1,40	Terreni coesivi ed incorenti a grana fine
1,60	Terreni coesivi ed incorenti a grana fine
1,80	Argille sensitive
2,00	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
2,20	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
2,40	Terreni coesivi ed incorenti a grana fine
2,60	Argille sensitive
2,80	Argille sensitive
3,00	Argille sensitive
3,20	Argille sensitive
3,40	Argille sensitive
3,60	Argille sensitive
3,80	Terreni coesivi ed incorenti a grana fine
4,00	Argille sensitive
4,20	Terreni incoerenti a grana grossa e fine
4,40	Argille sensitive
4,60	Argille sensitive
4,80	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
5,00	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)

5,20	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
5,40	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
5,60	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
5,80	Terreni incoerenti a grana grossa (Ghiaie-Sabbie grossolane)
6,00	Sabbie metastabili
6,20	Sabbie metastabili
6,40	Stima non eseguibile

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI Nr.2

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Lunne & Eide	Sunda Relazione Sperimentale	Lunne T.-Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi	Begeman n	De Beer	Baligh ed altri (1980) Nk=(20)
Strato 1	1,00	9,1	0,4	0,52	0,68	0,60	0,53	0,48	0,46	0,64	0,46	0,45
Strato 2	2,20	27,8	1,0	1,58	1,70	1,84	1,62	1,45	1,39	1,97	1,39	1,38
Strato 3	3,20	13,4	0,7	0,74	0,92	0,86	0,76	0,68	0,67	0,92	0,67	0,65
Strato 4	4,60	26,1	1,2	1,45	1,59	1,69	1,49	1,34	1,31	1,81	1,31	1,27

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buismann	Buismann Sanglerat
Strato 1	1,00	9,1	0,4	45,50	41,47	54,60	27,30
Strato 2	2,20	27,8	1,0	69,50	55,60	83,40	83,40
Strato 3	3,20	13,4	0,7	67,00	48,07	80,40	40,20
Strato 4	4,60	26,1	1,2	65,25	52,20	78,30	78,30

Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Cancelli 1980	Ladd 1977 (30)
Strato 1	1,00	9,1	0,4	338,44	13,80
Strato 2	2,20	27,8	1,0	1032,37	41,70
Strato 3	3,20	13,4	0,7	484,31	20,10
Strato 4	4,60	26,1	1,2	951,75	39,30

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm²)
Strato 1	1,00	9,1	0,4	Imai & Tomauchi	107,93
Strato 2	2,20	27,8	1,0	Imai & Tomauchi	213,54
Strato 3	3,20	13,4	0,7	Imai & Tomauchi	136,72
Strato 4	4,60	26,1	1,2	Imai & Tomauchi	205,46

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Stress-History	P.W.Mayne 1991	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.
Strato 1	1,00	9,1	0,4	2,82	4,05	>9	1,24
Strato 2	2,20	27,8	1,0	2,39	9	>9	1,3
Strato 3	3,20	13,4	0,7	0,64	6,2	>9	<0.5
Strato 4	4,60	26,1	1,2	0,84	9	>9	<0.5

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
Strato 1	1,00	9,1	0,4	Meyerhof	1,84
Strato 2	2,20	27,8	1,0	Meyerhof	2,03
Strato 3	3,20	13,4	0,7	Meyerhof	1,90
Strato 4	4,60	26,1	1,2	Meyerhof	2,01

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
Strato 1	1,00	9,1	0,4	Meyerhof	1,92
Strato 2	2,20	27,8	1,0	Meyerhof	2,11
Strato 3	3,20	13,4	0,7	Meyerhof	1,98
Strato 4	4,60	26,1	1,2	Meyerhof	2,09

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa (%)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Baldi 1978 - Schmertmann 1976	Schmertmann	Harman	Lancellotta 1983	Jamiolkowski 1985
Strato 2	2,20	27,8	1,0	48,11	59,12	59,51	48,79	68,12
Strato 5	6,40	160,6	1,3	78,43	86,34	86,72	79,37	79

Angolo di resistenza al taglio (°)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Durgunoglu-Mitchell 1973	Caquot	Koppejan	De Beer	Schmertmann	Robertson & Campanella 1983	Herminier	Meyerhof 1951
Strato 2	2,20	27,8	1,0	36,25	32,79	29,95	27,96	36,28	40,86	27,92	29,48
Strato 5	6,40	160,6	1,3	38,49	34,67	31,92	29,77	40,09	42,8	30,89	45

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Schmertmann	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 2	2,20	27,8	1,0	69,50	55,60	247,58
Strato 5	6,40	160,6	1,3	401,50	321,20	905,66

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Robertson & Campanella da Schmertmann	Lunne-Christoffersen 1983 - Robertson and Powell 1997	Kulhawy-Mayne 1990	Mitchell & Gardner 1975	Buisman - Sanglerat
Strato 2	2,20	27,8	1,0	50,70	109,05	218,87	55,60	139,00
Strato 5	6,40	160,6	1,3	85,51	334,99	1307,90	240,90	240,90

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	G (Kg/cm²)
Strato 2	2,20	27,8	1,0	Imai & Tomauchi	213,54
Strato 5	6,40	160,6	1,3	Imai & Tomauchi	623,55

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Stress-History	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.	Ladd e Foot 1977
Strato 2	2,20	27,8	1,0	2,39	>9	>9	
Strato 5	6,40	160,6	1,3	3,5	>9	>9	

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Ko
Strato 2	2,20	27,8	1,0	Kulhawy-Mayne (1990)	0,62
Strato 5	6,40	160,6	1,3	Kulhawy-Mayne (1990)	0,79

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	C	Crm
Strato 2	2,20	27,8	1,0	0,11484	0,01493
Strato 5	6,40	160,6	1,3	0,0973	0,01265

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
Strato 2	2,20	27,8	1,0	Meyerhof	1,80
Strato 5	6,40	160,6	1,3	Meyerhof	1,90

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
Strato 2	2,20	27,8	1,0	Meyerhof	2,10
Strato 5	6,40	160,6	1,3	Meyerhof	2,20

Liquefazione - Accelerazione sismica massima (g)=0,077778

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione
Strato 2	2,20	27,8	1,0	Robertson e Wride 1997	23,156
Strato 5	6,40	160,6	1,3	Robertson e Wride 1997	73,097

Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Permeabilità (cm/s)
Strato 1	1,00	9,1	0,4	Piacentini-Righi 1988	3,076084E-08
Strato 2	2,20	27,8	1,0	Piacentini-Righi 1988	4,699978E-07
Strato 3	3,20	13,4	0,7	Piacentini-Righi 1988	4,808846E-10
Strato 4	4,60	26,1	1,2	Piacentini-Righi 1988	3,495626E-09
Strato 5	6,40	160,6	1,3	Piacentini-Righi 1988	0,001

Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm²/s)
Strato 1	1,00	9,1	0,4	Piacentini-Righi 1988	8,397709E-04
Strato 2	2,20	27,8	1,0	Piacentini-Righi 1988	3,919781E-02
Strato 3	3,20	13,4	0,7	Piacentini-Righi 1988	1,933156E-05
Strato 4	4,60	26,1	1,2	Piacentini-Righi 1988	2,737075E-04
Strato 5	6,40	160,6	1,3	Piacentini-Righi 1988	0

K di Winkler

	K (Kg/cm³)
Strato	4,41

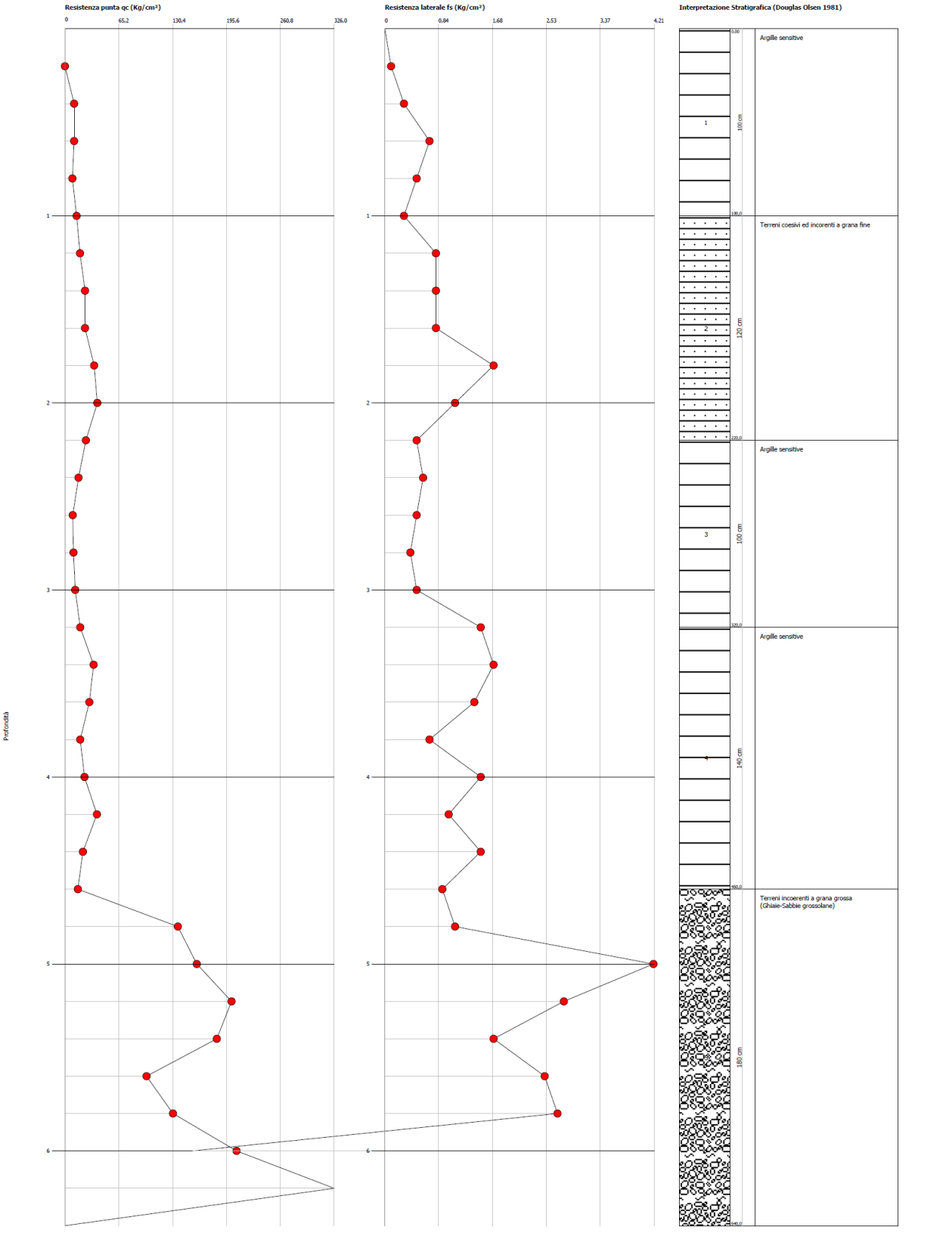
Probe CPT - Cone Penetration Nr.2
Strumento utilizzato... PAGANI 100 kN
Diagramma Resistenze qc fs

Committente :

Cantiere :
Località :

Data :19/03/2017

Scala 1:27



Calcolo SLU - Meyerhof - approccio 2 - fondazione a ploatea

Parametri geotecnici del terreno

Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	2,00
Angolo di attrito interno	(φ)	°	31,90
Coesione	(c')	t/m^2	0,20
Kp			3,24
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	1,60

dati calcolati

Caratteristiche geometriche della fondazione

Larghezza fondazione	B	m	7,10
Lunghezza fondazione	L	m	8,00
Eccentricità larghezza	e_x	m	0,00
Approfondimento	D	m	1,20
Inclinazione carico	i	°	0,00
Larghezza ridotta	B'	m	7,10

Coefficenti di fondazione

Nq		22,9065	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2(45°+\varphi/2$
N_γ		21,6480	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		35,1942	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma

s_c		1,5753	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		1,2877	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità

d_c		1,0609	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1,0304	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico

$i_q = i_c$		1,0000	$(1 - i°/90)^2$
i_γ		1,0000	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite

58,3550	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
203,9366	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d$
11,7632	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$

Qamm = (gr * D * Nq * s q * dq * iq) +(c' * Nc * s c * dc * ic)+(0,5 * B' * g * Ng * s g * dg * ig)

Q ult		t/m^2	274,0548	TOTALE
Q ult		Kg/cm^2	27,4055	
SLU	γR = 2,3		11,9154	

Compendio di calcolo

0,55676	φ in rad	
0,622445	tg φ	
1,955469	π * tg φ	
7,067225	e^ π tg φ	
1,528438	1 + sen φ	
0,471562	1 - sen φ	
3,241227	1+senφ/1-senφ	− Kp
0,779464	1,4 * φ	
0,988202	tg 1,4 φ	
21,90648	Nq - 1	
1,606567	ctg φ	
0,575318	0,2 Kp*(B/L)	
0,287659	0,1 Kp*(B/L)	
1,800341	Kp^1/2	
0,060857	0,2 Kp^1/2 * D/B	
0,030428	0,1 Kp^1/2 * D/B	
1	1 - i°/90	
1	1 - i°/φ	

Calcolo SLU - Meyerhof - approccio 1 fondazione a platea

Parametri geotecnici del terreno

Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**2,00**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**25,50**
Coesione	(c')	t/m^2	**0,20**
Kp			**2,51**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1,60**

dati calcolati

Caratteristiche geometriche della fondazione

Larghezza fondazione	B	m	**7,10**
Lunghezza fondazione	L	m	**8,00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0,00**
Approfondimento	D	m	**1,20**
Inclinazione carico	i	°	
Larghezza ridotta	B'	m	**7,10**

Coefficenti di fondazione

Nq	11,2403	$e^{(\pi * tg\ \varphi)} * tg^2 (45° + \varphi/2$
$N\gamma$	7,3584	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc	21,4693	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma

s_c	1,4459	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$	1,2229	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità

d_c	1,0536	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$	1,0268	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico

$i_q = i_c$	1,0000	$(1 - i°/90)^2$
i_γ	1,0000	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite

27,0997	γ_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q
65,6035	0,5 * B' * γ * N_γ * s_γ * d
6,5410	c' * Nc * s_c * d_c * i_c

Qamm = (gr * D * Nq * sq * dq * iq) +(c' * Nc * sc * dc * ic)+(0,5 * B' * g * Ng * sg * dg * ig)

Q ult		**t/m^2**	**99,2441** **TOTALE**
Q ult		**Kg/cm^2**	**9,9244**
SLU	γR = 1,8		**5,5136**

Compendio di calcolo

0,445059	φ in rad	
0,476976	tg φ	
1,498463	π * tg φ	
4,474801	e^ π tg φ	
1,430511	1 + sen φ	
0,569489	1 - sen φ	
2,511921	1+senφ/1-senφ	=Kp
0,623083	1,4 * φ	
0,718573	tg 1,4 φ	
10,24035	Nq - 1	
2,096544	ctg φ	
0,445866	0,2 Kp*(B/L)	
0,222933	0,1 Kp*(B/L)	
1,584904	Kp^1/2	
0,053574	0,2 Kp^1/2 * D/B	
0,026787	0,1 Kp^1/2 * D/B	
1	1 - i°/90	
1	1 - i°/φ	

Dott. GAZZANIGA MASSIMILIANO
Geologo Specialista
Via Barbieri, 87 - 27058 Voghera (PV)
Tel. 0383 46792 – 388 6111032
P. I.V.A. 01882070186 C.F. GZZMSM75D07M109W
E mail gazzaniga@digimap.it

REGIONE LOMBARDIA

COMUNE DI PAVIA
(Provincia di Pavia)

COMMITTENTE:

Sig. DAVIDE MILANESI

Via Labriola, 7

27100 PAVIA (PV)

PROGETTO:

Realizzazione di palazzina civile in via Labriola, in comune di Pavia

RELAZIONE GEOLOGICA e SISMICA

D.M. 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”

D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001

Incarico	*Riv03017*
Data	Marzo 2017

INDICE

Premessa 3

Ubicazione dell'area indagata 4

Normativa di riferimento 5

Inquadramento geografico, geologico e geomorfologico 6

Strumento urbanistico 7

Descrizione idrogeologica 8

Sismicità locale 8

INDAGINI GEOTECNICHE 9

METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE PROVE DINAMICHE 10

PROFILO GEOTECNICO 11

CENNI TEORICI SULLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE, STIMA DEL MEDESIMO NELLE CONDIZIONI "SLU" E "SLE" 12

CEDIMENTI 27

CONCLUSIONI 28

Bibliografia 29

Allegati

- ✓ Tabulati e grafici
- ✓ Documentazione fotografica

PREMESSA

La presente relazione è stata redatta per definire ed illustrare i risultati ottenuti dallo studio geomorfologico-geologico-sismico, estesi all'area destinata alla costruzione di fabbricato, ubicato nel territorio comunale di Pavia, in via Labriola, come meglio indicato negli elaborati progettuali.

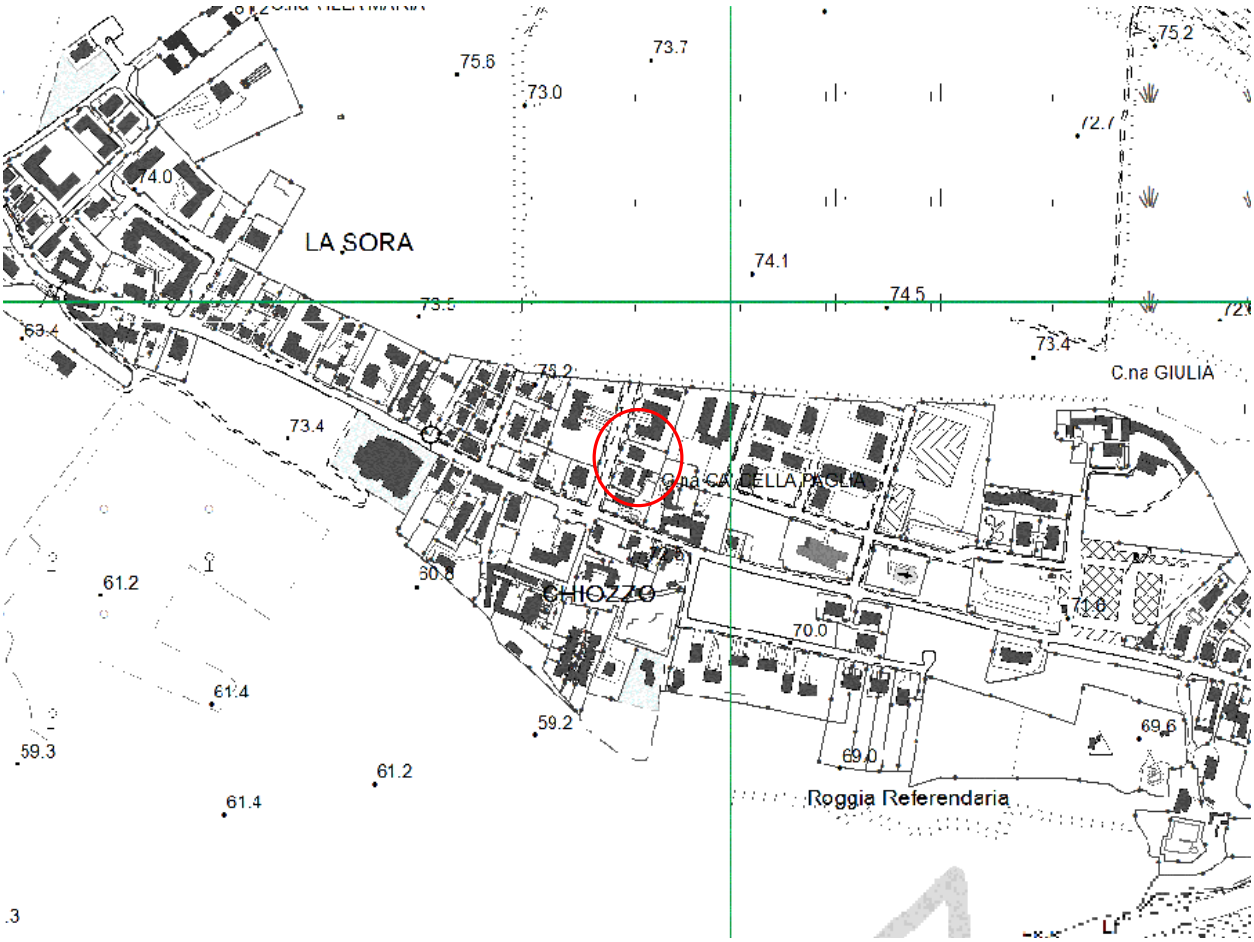
Tale studio, redatto nel rispetto degli adempimenti previsti dal D.P.R. 328/2001, sviluppato tenendo presenti le norme tecniche e le relative istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce previste dal D.M. 11 marzo 1988 n. 47, Circ. LL.PP 24/09/88 n. 30483, D.M. 14/01/2008 e circ. n. 617 C.S.LL.PP del 2/02/2009, ha permesso di individuare e ricercare sia le caratteristiche geologico-geomorfologiche della zona, valutando i fattori che possono influire sul comportamento della fondazione, sia le proprietà fisico-meccaniche del terreno di imposta che determinano la capacità portante.

Lo studio è stato, pertanto, articolato nelle seguenti fasi di indagine:

- definizione dei lineamenti geologico-geomorfologico-idrogeologici della zona oggetto di intervento;
- caratterizzazione delle proprietà litotecniche del terreno di imposta delle fondazioni, in base ai sopralluoghi in sito ed alle risultanze di indagini svolte in aree limitrofe su terreni geologicamente analoghi, al fine di valutare, nel rispetto delle previsioni normative, la tipologia del terreno di imposta.

UBICAZIONE DELL'AREA INDAGATA

L'area, cartografata alla Sezione “B7B3“ e "B7B4" della Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia in scala 1:10.000, risulta censita al Fg. 2 mapp. 663, del N.C.T./N.C.E.U. del Comune di Pavia. E’ ubicata in Via Labriola, circa a nord ovest del concentrico.



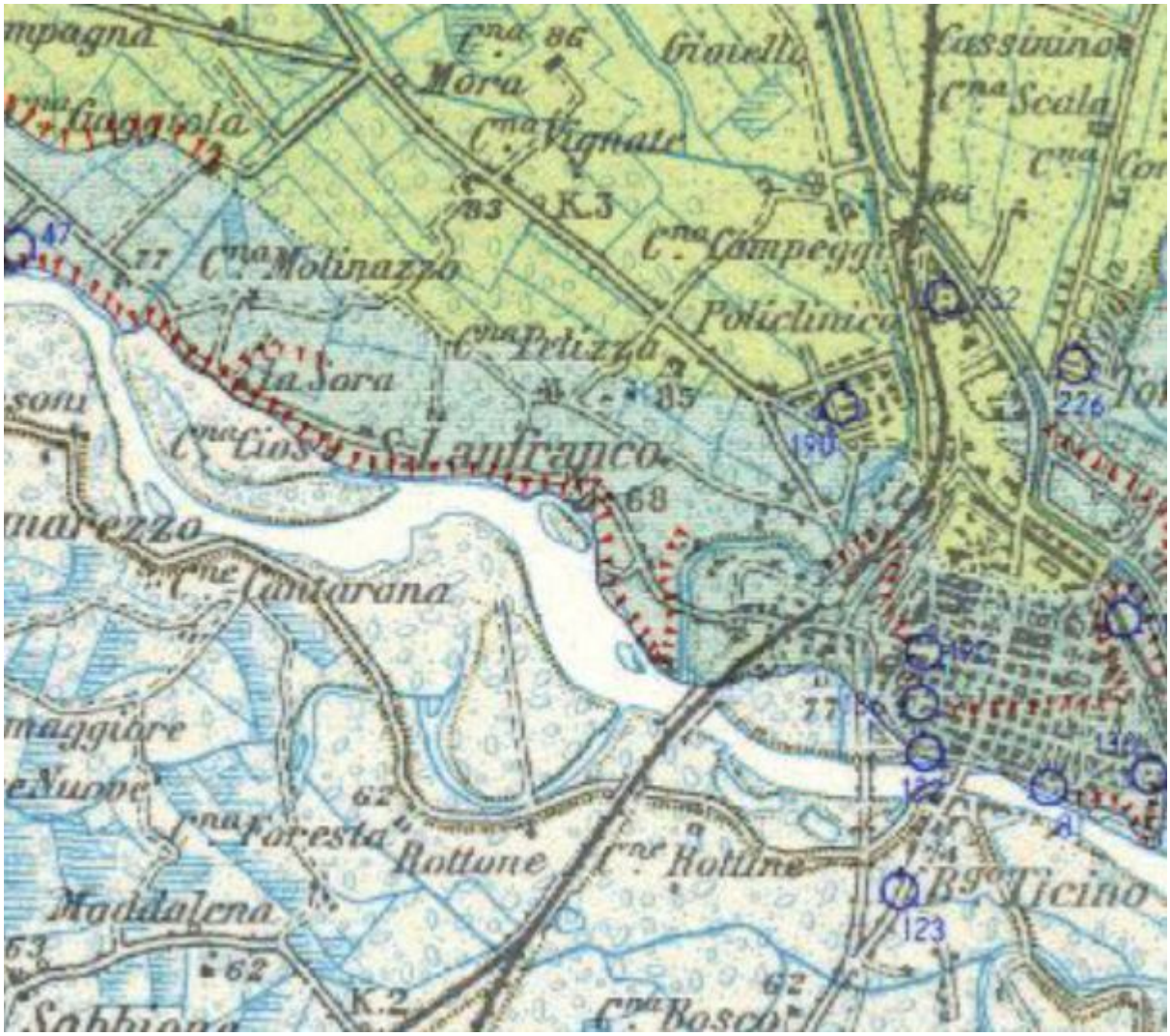
Corografia (non in scala): nel cerchio rosso la zona indagata

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.G.R. 30 marzo 2016, n. X/5001 “Linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materie sismica, ai sensi degli art. 3 comma 1, e art. 13 comma 1 della L.R. 33/2015
- L.R. 12 ottobre 2015, n. 33 “Disposizioni in materie di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”
- D. M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni”
- Legge 27 dicembre 1997 n. 449, Ordinanza n 2788 del 12 giugno 1988 “Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico” e successiva ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica”
- D. M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione " *G.U. n 127, 1 giugno 1988*
- Decreto ministero LL. PP. 20 novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"
- A.G.I. Associazione geotecnica italiana 1977, "Raccomandazioni sulla progettazione e sulla esecuzione delle indagini geotecniche"
- Legge 02 febbraio 1974 n. 64, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”
- Legge 15 novembre 1971, n. 1086, “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

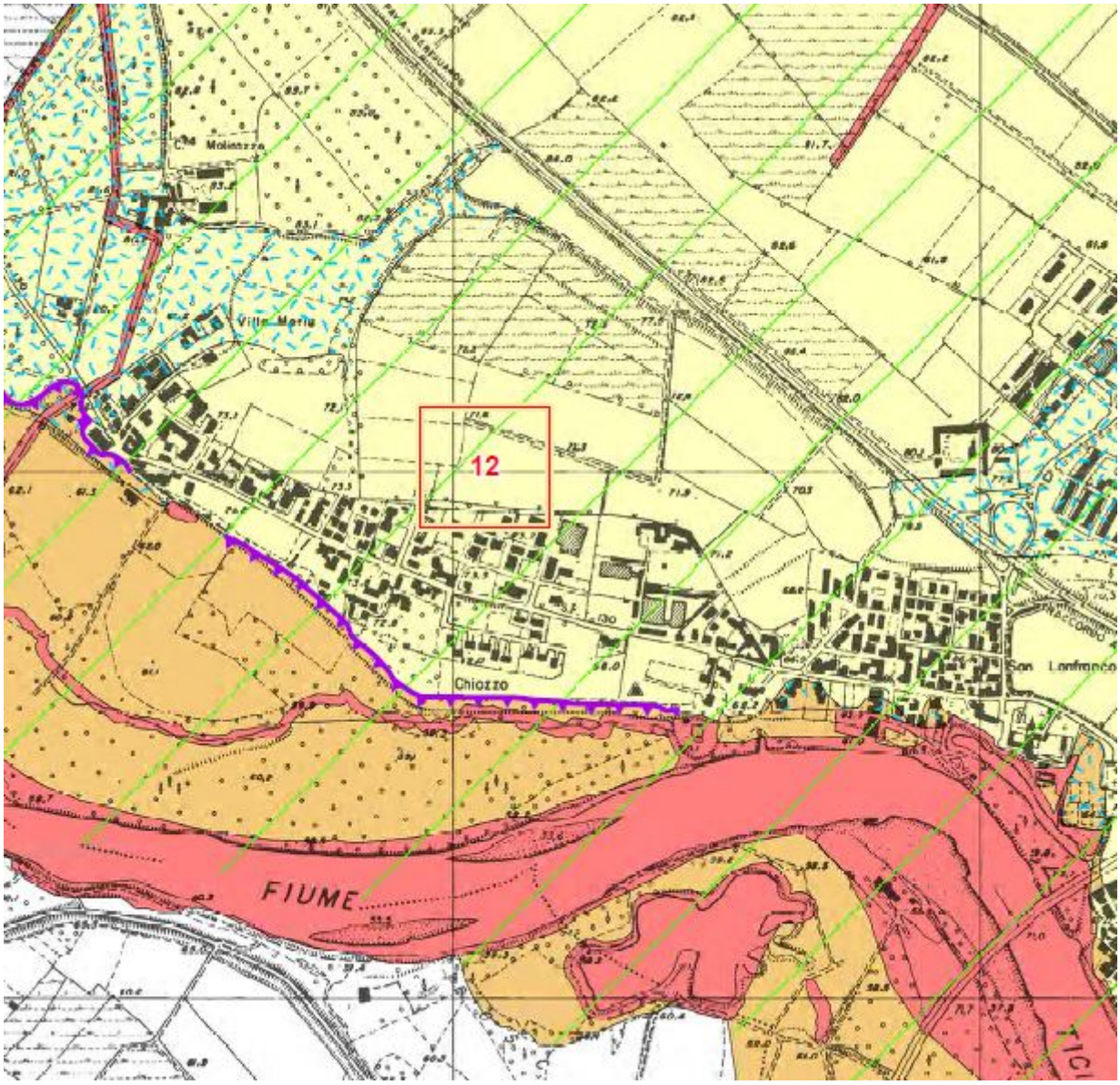
Geologicamente, prescindendo da eventuali locali riporti e/o rimaneggiamenti superficiali, la spianata è caratterizzata dai terreni appartenenti alla formazione nota in letteratura con il nome di “Alluvium Antico". Trattasi di alluvioni dei terrazzi compresi tra la superficie dell'Alluvium recente e la superficie principale della pianura; ghiaie e sabbie prevalenti.



Stralcio da Carta Geologica d'Italia - foglio 59 PAVIA

STRUMENTO URBANISTICO

L'area interessata dalle indagini risulta, dall'esame dello "Studio geologico Idrogeologico e Sismico a supporto del Piano di Governo del Territorio, Art. 57 L.R. 12/05, D.G.R. Lomb. N. 8/1566 del 22/12/2005 inserita nella classe geologica 2 "Fattibilità con modeste limitazioni"; l'area comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o modifica delle destinazioni d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico - costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa (Da Studio Geologico Comunale a supporto del PGT, aree GIALLE).



DESCRIZIONE IDROGEOLOGICA

È innanzitutto opportuno far rilevare che l'area di indagine è caratterizzata da una situazione idrogeologica diffusa in altre parti della Pianura Padana: il notevole spessore dei depositi alluvionali sciolti a granulometria prevalentemente sabbiosa e/o ghiaioso - sabbiosa (e quindi permeabili), intercalati da numerose lenti limoso - argillose (a componente semi - permeabile o impermeabile) porta alla formazione, nel sottosuolo, di numerose falde idriche sovrapposte, generalmente caratterizzate da un alto grado di isolamento reciproco e da pressione crescente con la profondità. Nel sottosuolo della pianura Pavese sono presenti sedimenti di varia età e natura, appartenenti al sistema deposizionale che ha dato origine alla Pianura Padana. I livelli basali, la cui età è riferibile al Pliocene - Pleistocene inferiore, sono di origine marina e costituiti, nella quasi totalità, da marne argilloso - limose e da argille limose. Al di sopra del substrato marino si sviluppa una sequenza di depositi continentali (Pleistocene medio/superiore - Olocene) la cui base è caratterizzata da sedimenti di origine palustre - lacustre, costituiti da un complesso limoso - argilloso e al cui interno si rinvengono frequenti livelli sabbiosi, verosimilmente attribuibili al Villafranchiano; a tetto del complesso villafranchiano sono presenti depositi, tipici di un ambiente fluviale, costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie, alle quali si intercalano livelli limosi ed argillosi. Su tali depositi è impostato il "Livello Principale della Pianura.
In linea generale, all'interno dei depositi alluvionali è possibile distinguere una falda freatica, caratterizzata da un livello piezometrico soggetto a sensibili variazioni stagionali, e diversi acquiferi a componente francamente artesiano.

Durante l'esecuzione delle indagini in sito è stato inserito il freatimetro all'interno di entrambe le prove penetrometriche eseguite, non riscontrando presenza di acqua in nessuna delle indagini, solo una poca "umidità" nella prova P1, a quota di circa 3 metri dal piano campagna.

SISMICITA' LOCALE

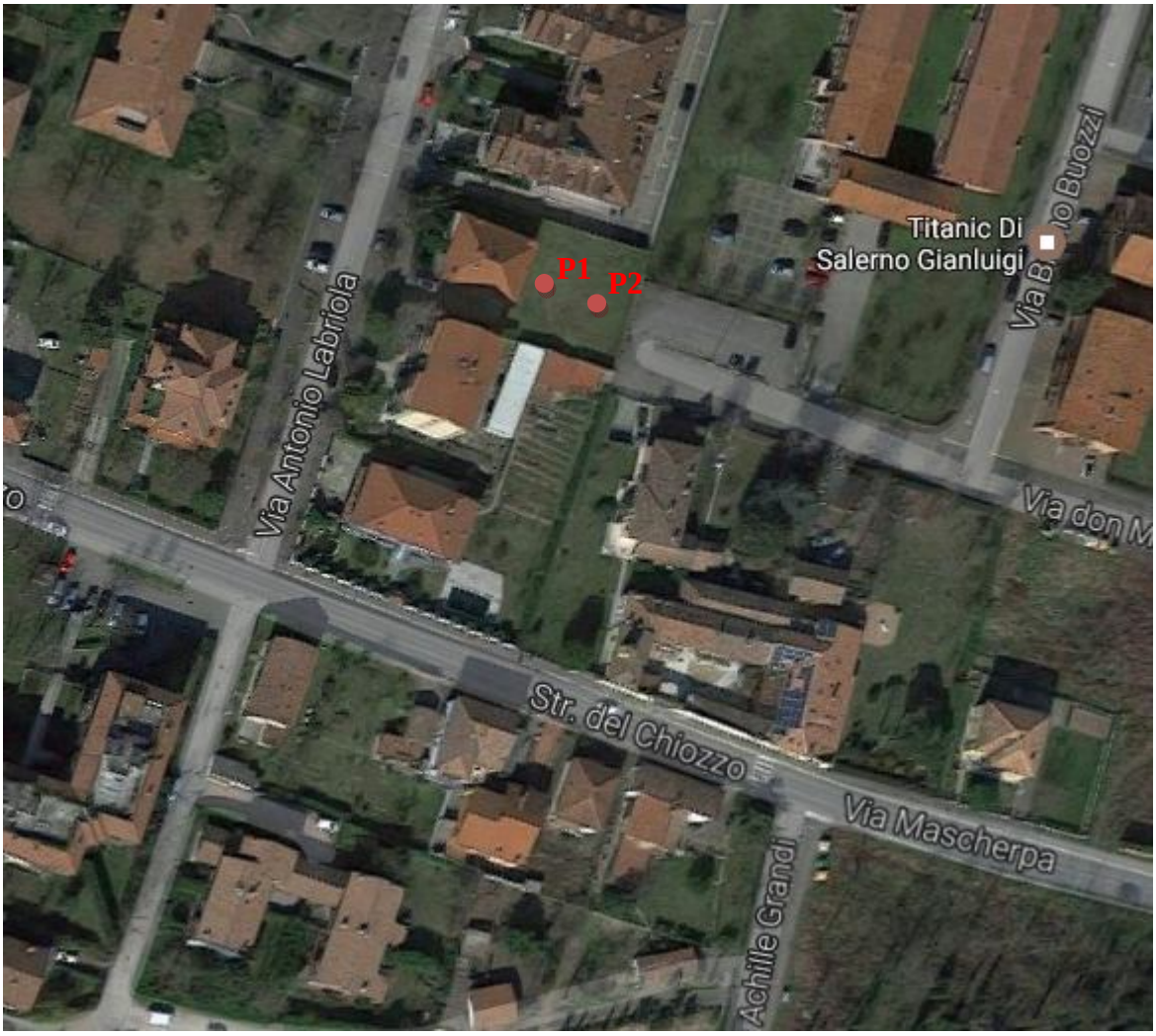
Ai sensi della normativa vigente il territorio comunale di Pavia (PV) interessato dalle opere in progetto, è da considerarsi a media pericolosità sismica, in quanto inserito nella "zona 3" ai sensi del D.G.R. Lombardia 11 luglio 2014 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c 108, lett. d). Dall'analisi della "Carta della pericolosità Sismica Locale, Tav. 7 del PGT del Comune di Pavia, l'aerea risulta classificata come Z4 "zone di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio – glaciali granulari e/o coesivi. Per questo motivo non deve essere considerata la verifica a liquefazione dei terreni di fondazione.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il profilo stratigrafico del suolo di fondazione può essere ragionevolmente condotto al tipo "B", ovvero, contraddistinto da rocce tenere e depositi di terreni a grana gorssa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s ed 800 m/s (da ALL. 5 Approfondimento Sismico, stendimento n. 12 dello Studio Geologico a supporto del PGT del comune di Pavia).

Valutati gli elementi geomorfologici, geologici e litotecnici di interesse, in riferimento al D.M. 14/01/2008, non sono emersi fattori di possibile amplificazione nella risposta sismica. Per tali motivi, non prevedendo locali incrementi di scuotimento sismico, il grado di amplificazione ST potrà, ragionevolmente, essere considerato pari a 1.

INDAGINI GEOTECNICHE

Allo scopo di reperire i dati necessari alla stesura della presente relazione è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche costituita dall'esecuzione di N. 2 prove penetrometriche dinamiche, come riportato nella figura seguente.



METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE PROVE DINAMICHE

Le prove penetrometriche dinamiche sono state eseguite con un penetrometro dinamico pesante modello DPSH TG 63-200 PAGANI (AGI), le cui caratteristiche sono sotto elencate:

Maglio	= 63,5 Kg;
Area della punta	= 20,43 cm^2;
Lungh. Aste	= 1 m
Peso aste	= 6,31 kg
Passo	= 20 cm
Volata	= 75 cm
Massa positiva	= 0,63 kg
Angolo ap. punta conica	= 90°
Coeff. di corr. N_{SPT}	= 1,489

La prova consiste nel far cadere un maglio, del peso di 63,5 kg, da un'altezza di 750 mm su una testa di battuta fissata alla sommità della batteria di aste alla cui estremità inferiore è fissata una punta conica normalizzata, con angolo di apertura 90°.

Il numero di colpi necessario per ottenere una penetrazione della punta nel terreno di 20 cm è assunto come indice della resistenza alla penetrazione.

La prova consente quindi di determinare le caratteristiche geotecniche del terreno tramite la resistenza che questo oppone alla penetrazione. Dal numero di colpi ottenuto si ricavano le caratteristiche del terreno attraversato, tramite correlazione con Nspt.

Per ottenere i valori di Nspt da N20, si è utilizzata la seguente relazione empirica tratta da Cestari (1990):

$$Nspt = 1,489\ N_{20}$$

In allegato vengono riportati i valori delle prove con i principali elaborati grafici.

PROFILO GEOTECNICO

I dati ottenuti dalle prove sul terreno permettono di realizzare un profilo geotecnico in cui si riassumono le principali caratteristiche dei terreni investigati utili alla stima della stratigrafia.

Le caratteristiche geologiche e la dimensione dell'area permettono di estendere i parametri geotecnici all'intera area analizzata.

STIMA DELLA STRATIGRAFIA (estrapolata da calcoli geotecnici)

INT. DI TERRENO ANALIZZATO	**LITOLOGIA**	**P. DI VOLUME γ** (kN/m^3)	**COES. c_u** (kN/m^2)	**A. DI ATTRITO ϕ** (°)
Da mt. 0 a mt. 0,20 circa	Terreno vegetale	-	-	-
Da mt. 0,20 a fine indagini	Intervalli di sabbie compatte e ghiaie fini	19,0 - 20,0	-	33

CENNI TEORICI SULLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE, STIMA DEL MEDESIMO NELLE CONDIZIONI "SLU" E "SLE"

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

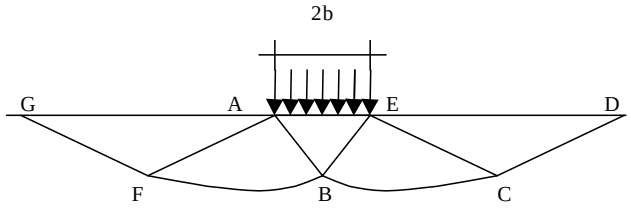
- Materiale privo di peso
- Comportamento rigido-plastico
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza 2b (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di 45°+ φ/2 rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di de famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di ±(45° + φ / 2) rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

$$B = \cot g\varphi \left[e^{\pi tg\varphi} tg^{2}(45° + \varphi/2) - 1 \right]$$

Per φ = 0 il coefficiente Nc risulta pari a 5.14, quindi q = 5.14 c.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione (c = 0) risulta q = 0, secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h,

con h ≤ 2b; il terreno compreso tra la superficie e la profondità "h" ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$. Si ipotizza un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione: $q = A \times \gamma_1 + B \times c$

La resistenza offerta dal terreno nei confronti dei carichi trasmessi da una sovrastruttura dipende da una serie di fattori sia interni, facenti parte cioè della natura costitutiva del terreno, che esterni, quali ad esempio la geometria della fondazione.

Nella sostanza il modello reologico del terreno di fondazione influenza in maniera determinante il suo comportamento sotto carico statico e/o dinamico. La *capacità portante di un terreno* (variabile in base delle caratteristiche del terreno stesso e della fondazione utilizzata) viene calcolata con diversi metodi matematici in funzione della variazione dei seguenti parametri:

- ✓ Peso di volume del terreno di fondazione γ
- ✓ Coesione dei terreni di fondazione (c)
- ✓ Angolo di attrito del terreno di fondazione (ϕ)
- ✓ Larghezza della fondazione B
- ✓ Lunghezza della fondazione L
- ✓ Profondità del piano di fondazione D

La scelta del tipo di fondazione viene eseguita secondo il tipo di progetto che si intende realizzare ed alle caratteristiche geologico tecniche del terreno sottoposto al carico; nel caso in esame è stata analizzata una fondazione superficiale di tipo "continua", avente larghezza b= 1,0 metri circa e lunghezza L >> B, posata alla profondità di circa 0,80 metri dal piano campagna.

La generalizzazione del problema della capacità portante di terreni dotati di coesione e angolo di attrito per fondazioni interrate al di sotto della superficie del piano campagna si deve a Terzaghi (1943); la schematizzazione della resistenza del terreno viene riassunta nella somma di tre contributi:

1. Resistenza di un terreno dotato di coesione e privo di peso
2. Resistenza per attrito interno di un terreno privo di peso e soggetto all'azione di un sovraccarico
3. Resistenza per attrito interno di un terreno dotato di peso proprio

I tre contributi sono esplicitati nella formula generale di *Terzaghi*

$$\boldsymbol{Q_u = c\, N_c\, s_c + \gamma\, D\, N_q + 0.5\, \gamma\, B\, N\gamma\, s\gamma}$$

Dove:

$$a = e^{(0.75\pi - \delta/2)\tan\gamma}$$

$$N\lambda = \frac{\tan\delta}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\delta} - 1\right)$$

I valori N_q, N_c e N_γ sono detti *fattori di capacità portante.*

$$Nc = (N_q - 1)\cot\delta$$

$$Nq = \frac{a^2}{2\cos^2(45 + \delta/2)}$$

L'equazione generale della capacità portante di una fondazione superficiale si deve a *Brinch Hansen (1970)* con la seguente espressione:

$$q_u = c\, N_c\, S_c\, D_c\, I_c\, G_c\, B_c + q\, N_q\, S_q\, D_q\, I_q\, G_q\, B_q + 0.5\, \gamma\, B\, N\gamma\, S\gamma\, D\gamma\, I\gamma\, G\gamma\, B\gamma$$

dove

c = Coesione

q = valore della pressione litostatica agente alla base della fondazione

B = larghezza della fondazione

γ = Peso di volume del terreno

N_c, N_q, $N\gamma$ = Fattori di capacità portante

B_c, B_q, $B\gamma$ = Fattori inclinazione della base di fondazione

G_c, G_q, $G\gamma$ = Fattori inclinazione piano campagna

S_c, S_q, $S\gamma$ = Fattori di forma

D_c, D_q, $D\gamma$ = Fattori di profondità

I_c, I_q, $I\gamma$ = Fattori correttivi per inclinazione del carico indotto a seguito di sollecitazioni dinamiche

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: $Vd \leq Rd$.

Dove Vd è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd 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.

sc 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:

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan^2\left(45 + \phi'/2\right)$$
$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\phi'$$
$$N_\gamma = 2\left(N_q - 1\right)\tan\phi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + \left(B'/L'\right)\text{sen}\phi'$ per forma rettangolare

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

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

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

$s_c = \left(s_q \cdot N_q - 1\right)/\left(N_q - 1\right)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

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

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

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

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

$$i_q = \left[1 - 0{,}7H/\left(V + A'\cdot c'\cdot\cot\phi'\right)\right]^3$$
$$i_\gamma = \left[1 - H/\left(V + A'\cdot c'\cdot\cot\phi'\right)\right]^3$$
$$i_c = \left(i_q \cdot N_q - 1\right)/\left(N_q - 1\right)$$

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 sismici: Shikhiev & Jakovlev

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

$$z_q = \left(1 - \frac{k_o}{tg\phi}\right)^{0,35}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_o$$
$$z_\gamma = z_q$$

dove Ko è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti Kh e Kv in dipendenza di vari fattori:

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

$Kv = \pm 0,5 \times Kh$

dove: 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.

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): 0.90 ≤Ss≤ 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 pendi. 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.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale Ko e verticale Kv che interessano tutte le masse vengono calcolatati come:

$Ko = S \cdot (a_g/g)$,

$Kv = 0.5 \cdot Ko$.

S: fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:
Suolo di tipo A → S = 1.00;

Suolo di tipo B → S = 1.25;

Suolo di tipo C → S = 1.25;

Suolo di tipo E → S = 1.25;

Suolo di tipo D → S = 1.35.

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T:

a) $S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;

b) $S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media > 30°; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del D.M. 11.03.88 e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale Ko in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	Ko	Kv
I	0.10	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto: $ag/g = C \cdot I \cdot R$

C: coefficiente di intensità sismica $C = \frac{S-2}{100}$

S: grado di sismicità (S ≥2)

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

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

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 Kv è definito in funzione di Ko, e vale:

$$Kv = \pm 0.5 \cdot Kh$$

Verifica a slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di una fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$F_{Rd} = N_{sd} \tan\delta + c_a A'$

Nella quale Nsd è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, ca è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante. Si rammenta, inoltre, in riferimento al D.M. 14/01/2008, che per stato limite si intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per la quale è stata progettata. Si parla di stato limite ultimo "SLU" nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la portanza del terreno di fondazione. Il termine stato limite di esercizio "SLE" viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non avendosi il collasso, l'opera subisca lesioni tali da renderla inutilizzabile. Nel caso di una fondazione superficiale ciò può verificarsi, quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

Si parla di criterio semiprobabilistico in quanto, a differenza dell'approccio rigorosamente probabilistico, compare il concetto di coefficiente sicurezza, anche se di tipo differenziato a seconda del parametro preso in esame.

La procedura da adottare per calcolare la capacità portante del terreno è la seguente:

1. ipotizzando che sollecitazioni applicate e portanza siano fra loro indipendenti, si determinano i valori caratteristici dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione non drenata e/o coesione e/o angolo di attrito interno. Il valore caratteristico della proprietà di un terreno è generalmente una stima del valore medio, con una probabilità del 95% che il valore medio che governa l'insorgere di uno stato limite nel suolo sia più favorevole del valore caratteristico. In poche parole è il 5° percentile del valore medio del parametro geotecnico;

2. per tenere conto di eventuali altre cause d'indeterminazione, si applicano ai valori caratteristici dei coefficienti di sicurezza parziali in funzione dello stato limite considerato. In relazione alla corrente normativa, con particolare riferimento alla Tabella 6.2.II del D.M. 14/01/2008 "SLU-GEO", di seguito riportata, i coefficienti parziali allo SLU sono i seguenti:

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

3. si introducono i valori così ridotti in una delle formula di calcolo della portanza disponibili in letteratura (Brinch Hansen, Vesic, Terzaghi, Meyerhof, ecc.), ricavando il carico limite. In relazione alla sopraccitata normativa, con particolare riferimento alla Tabella 6.4.I "SLU-GEO", di seguito riportata, i coefficienti di sicurezza parziali allo SLU sono i seguenti:

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

4. si confronta il valore del carico di progetto con il valore di portanza ottenuto, controllando che, ovviamente, non sia superiore. I valori caratteristici di φ, c e cu, sono determinabili con la seguenti relazioni:

(1) $\varphi_k = \varphi_m (1 + \chi V_\varphi)$

(2) $c_k = c_m (1 + \chi V_c)$

(3) $c_{uk} = c_{um} (1 + \chi V_{cu})$

dove: φ_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;
c_k = valore caratteristico della coesione;
φ_m = valore medio dell'angolo di attrito;
c_m = valore medio della coesione;
V_φ = coefficiente di variazione di φ, definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di φ. Indicativamente la variabilità del parametro per sabbie e ghiaie è di ca. 7÷10 % e per terreni coesivi è di ca. 13 %.;

V_c = coefficiente di variazione di c, definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c. Come sopra, la variabilità del parametro è di ca. 25÷30 %;

V_{cu} = coefficiente di variazione di cu, definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di cu. Indicativamente la variabilità del parametro è di ca. 20÷30 %;

χ = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L'Eurocodice 7, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiana, un valore di χ uguale a –1,645. Di conseguenza le relazioni (1), (2) e (3) diventano:

(4) $\varphi_k = \varphi_m (1–1{,}645\ V_\varphi)$

(5) $c_k = c_m (1–1{,}645\ V_c)$

(6) $c_{uk} = c_{um} (1–1{,}645\ V_{cu})$

Ciò premesso, trascurando il suolo ed il soggiacente livello più propriamente coesivo individuato, conservativamente, entro la profondità di 2 m dal p.c., non interessato dall'imposta delle nuove fondazioni, sono stati definiti con i sopraccitati criteri i parametri geotecnici caratteristici di resistenza al taglio del terreno, ipotizzando, conservativamente un coefficiente di variazione, come indicato in bibliografia, $V\varphi = 0.10$.

Nel caso specifico, relativamente alla stima della cosiddetta resistenza di progetto "Rd" allo SLU, nell'ipotesi di utilizzo di fondazioni dirette "a plinti", sono state effettuate le seguenti valutazioni.

Il modello esaminato è rappresentato da una fondazione superficiale di tipo "continua", avente larghezza b = 1,0 metri circa e lunghezza L >> B, posata alla profondità di circa 0,80 metri dal piano campagna.

DATI GENERALI

==========

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	100,0 m
Profondità piano di posa	0,8 m
Profondità falda	10,0

========== =

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
6,0	19,0	20,0	33,0	0,0	0,0	49000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	sabbia ghiaiosa

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3
Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	716,45 kN/m²
Resistenza di progetto[Rd]	311,5 kN/m²
Tensione [Ed]	100,0 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	7,16
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 28658,04 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	24,44
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	716,45 kN/m²
Resistenza di progetto	311,5 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	32,23
Fattore [Nc]	48,09
Fattore [Ng]	31,99
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	793,8 kN/m²
Resistenza di progetto	345,13 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09

Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	26,17
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,15
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,15
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	742,74 kN/m²
Resistenza di progetto	322,93 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	35,19
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	818,12 kN/m²
Resistenza di progetto	355,7 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	32,59
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0

Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	793,35 kN/m²
Resistenza di progetto	344,93 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	24,44
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	716,45 kN/m²
Resistenza di progetto	311,5 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	32,23
Fattore [Nc]	48,09
Fattore [Ng]	31,99
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	793,8 kN/m²
Resistenza di progetto	345,13 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	26,17
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,15
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,15
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	742,74 kN/m²
Resistenza di progetto	322,93 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	35,19
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	818,12 kN/m²
Resistenza di progetto	355,7 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

==========

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

==========

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	32,59
Fattore forma [Sc]	1,01
Fattore profondità [Dc]	1,22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

==========

Carico limite	793,35 kN/m²
Resistenza di progetto	344,93 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

==========

CEDIMENTI

Relativamente alla stima del cedimento conseguente all'applicazione sulla fondazione di un carico pari alla resistenza di progetto Rd dovuta alla formulazione più conservativa, che nel caso specifico è rappresentata da quella di Hansen, si ottiene, come indicato nel seguito, un valore teorico della subsidenza pari a 0,26 cm circa.

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

Pressione normale di progetto 100,0 kN/m²
Cedimento totale 0,26 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws:Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m²)	Dp (kN/m²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	3,4	0	0	Schmertmann	0,26	--	0,26

Pur considerando che la sopraccitata entità sia stata valutata in modo indubbiamente cautelativo, nel rimandare alle scelte progettuali, si ritiene di suggerire di prevedere una subsidenza minore.

A titolo di esempio, imponendo il cedimento massimo ammissibile delle strutture pari a 10 mm, che verosimilmente si completa in buona misura durante la costruzione, trascurando il modesto incremento della geometria di fondazione per la diminuzione della sollecitazione al terreno d'imposta e considerando l'abbassamento direttamente proporzionale al carico applicato, si ottiene la resistenza limite di progetto allo SLE (Rd_{SLE}). Quest'ultima, in relazione al modello esaminato ed alla sopraccitata corrispondenza, oltreché risultare pari ca. 311,00 kN/m^2, può essere paragonata al carico ammissibile "qa", alle cosiddette TA (tensioni ammissibili), ai sensi del D.M. 11/03/88 n. 47.

CONCLUSIONI

Dall'esame delle risultanze dello studio geomorfologico-geologico-geotecnico, si deduce quanto segue:

- dal punto di vista geomorfologico, in riferimento alla cartografia di P.R.G. ed all'atlante dei rischi del P.A.I. dell'Autorità di Bacino del F. Po, l'ambito territoriale di interesse non risulta interessato da problematiche idrauliche.

- in riferimento alla sismicità, il territorio amministrativo di Pavia (PV), sulla base della recente D.G.R. Lombardia 11 luglio 2014 "Aggiornamenti delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c 108, lett. D), risulta appartenere alla co-siddetta “Zona 3”. Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, il profilo stratigrafico del suolo di fondazione può essere ragionevolmente condotto al tipo “B”, ovvero, contraddistinto da rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s ed 800 m/s (da ALL. 5 Approfondimento Sismico, stendimento n. 12 dello Studio Geologico a supporto del PGT del comune di Pavia).
- nel rimandare alle verifiche da effettuarsi a cura del progettista, si porta a conoscenza che le valutazioni di Rd (SLU e SLE) effettuate per un modello di fondazione continua sono state condotte secondo le teorie classiche della meccanica delle terre, dovute a Hansen, Terzaghi, Meyerhoff, Vesic e Brinch-Hansen in condizioni "drenate".

- Si precisa inoltre che i dati relativi al livello della falda freatica sono da considerarsi puramente indicativi in quanto rilevati solo nel momento dell'esecuzione delle indagini; non si esclude quindi l'eventuale possibilità di forti escursioni annuali causate dalla modifica delle colture presenti nelle immediate vicinanze dell'area indagata e/o da altri fattori idrogeologici naturali e/o antropici.

Voghera, marzo 2017

Dott. Geol. Massimiliano Gazzaniga

BIBLIOGRAFIA

- Carta geologica d'Italia, *Foglio n. 59 Pavia e note illustrative - Poligrafico dello Stato Roma 1970*
- Carta Tecnica Regione Lombardia, scala 1 : 10.000 – Sez. “B7B3“ e "B7B4"
- PGT Comune di Pavia (PV)
- Collotta T. 2003, *Prontuario Interattivo di Geotecnica*
- Desio A. 1988, *Geologia d'Italia*
- Celico P. 1988, *Prospezioni Idrogeologiche*
- Brinch – Hansen 1961, *A general Formula for Bearing Capacity*
- Brinch – Hansen 1970, *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*
- Vesic, A.S. 1973, *Analysis of Ultimate Loads for Shallow Foundations*
- Maurizio Tanzini 2006, *Fondazioni – Caratterizzazione geotecnica, verifiche geotecniche, dimensionamento*
- Tiziano Collotta 2003, *Prontuario interattivo di geotecnica – Caratterizzazione geotecnica fondazioni dirette - Cedimenti*

IMMOBILIARE ZUMA S.r.l.

REALIZZAZIONE DI SEI VILLE UNIFAMILIARI
A PAVIA IN VIA GRANDI - PDC02 CHIOZZO

RELAZIONE GEOLOGICA

D.M. 14/01/2008 & D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011



Giugno 2016





Consulenza Geotecnica ed Idrogeologica

Dott. Filippo Pezzotti Geologo
n. iscr. Ordine Geologi Lombardia 1264

Via Brodolini n. 1 - 25043 Breno (BS) Tel. 3284146050 e-mail: pezzotti75@yahoo.it
Pec: pezzotti75@epap.sicurezzapostale.it C.F. PZZFPP75L08B149P P.IVA 02468800988

INDICE

1. PREMESSA 3
2. UBICAZIONE 4
3. INQUADRAMENTO IDROGEOMORFOLOGICO 4
   3.1 Assetto geologico - strutturale 4
   3.2 Lineamenti geomorfologici 5
   3.3 Idrogeologia ed idrografia 6
4. SISMICITÀ STORICA E PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE 7
5. FATTIBILITÀ GEOLOGICA 9
6. INDAGINI GEOTECNICHE 10
7. AZIONE SISMICA DI PROGETTO 13
   7.1 Indagini sismiche 15
   7.2 Analisi sismica di secondo livello 16
   7.3 Parametri sismici sito-specifici 18
8. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO 19
9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE 22
   9.1 Operazioni di scavo 22
   9.2 Sedime di imposta ed opere di fondazione 22
   9.3 Aspetti sismici 23
   9.4 Problematiche idrogeomorfologiche 23
   9.5 Conclusioni 24

ALLEGATI:

TAVOLA 1	COROGRAFIA (Scala 1:10.000)
TAVOLA 2	CARTA GEOLOGICA-GEOMORFOLOGICA (Scala 1:5.000)
TAVOLA 3	UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE (Scala 1:1.000)
ALLEGATO 1	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE
ALLEGATO 2	INDAGINI SISMICHE MASW

1. PREMESSA

La presente relazione geologica è stata redatta a supporto del progetto per la realizzazione di sei ville unifamiliari presso un terreno posto a Pavia, in Via Grandi (PDC02 Chiozzo).

Le indagini in questione sono state svolte allo scopo di analizzare, in dettaglio, le caratteristiche peculiari del sito di intervento con particolare riferimento all'assetto geologico, idrogeologico, litostratigrafico, litotecnico ed alla caratterizzazione sismica e geotecnica del sottosuolo.

Gli studi propedeutici alla predisposizione del presente elaborato sono stati effettuati in ottemperanza a quanto prescritto dal D.M. 14/01/08 (N.T.C. p.to 6.2.1) *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*, che rappresenta la più recente applicazione normativa della Legge n. 64 del 1974 e dei successivi D.M. applicativi, con particolare riferimento al D.M. 11/03/88 e, inoltre, in conformità a quanto previsto dalla D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011 e dalla D.G.R. n. X/5001 del 30 marzo 2016 (compresa l'asseverazione di cui al Modulo 9).

Il percorso conoscitivo delle caratteristiche idrogeomorfologiche e litotecniche del sito si è svolto secondo le seguenti fasi di studio:

a) esame dei dati geologici ed idrogeologici pregressi della zona ottenuti attraverso ricerche di carattere bibliografico;
b) rilevamenti in posto per la determinazione delle caratteristiche morfologiche, litostratigrafiche ed idrogeologiche dell'area e di un suo adeguato intorno;
c) esecuzione di n. 4 prove penetrometriche dinamiche per la ricostruzione del modello geologico-geotecnico del sottosuolo;
d) analisi della sismicità storica dell'area vasta;
e) esecuzione di indagini geofisiche MASW per la caratterizzazione sismica del substrato;
f) esecuzione dell'analisi sismica di secondo livello (per amplificazione di tipo stratigrafico) e definizione della categoria di sottosuolo e dei parametri sismici sito-specifici;
g) valutazione preliminare della resistenza di progetto;
h) valutazione della fattibilità degli interventi prospettati in relazione al locale assetto idrogeomorfologico, litostratigrafico e sismico con individuazione delle eventuali problematiche e delle possibili soluzioni.

La presente relazione è corredata dai seguenti elaborati:

TAVOLA 1	COROGRAFIA (Scala 1:10.000)
TAVOLA 2	CARTA GEOLOGICA-GEOMORFOLOGICA (Scala 1:5.000)
TAVOLA 3	UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE (Scala 1:1.000)
ALLEGATO 1	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE
ALLEGATO 2	INDAGINI SISMICHE MASW

2. UBICAZIONE

Il sito prescelto per la realizzazione delle opere in progetto è localizzato in corrispondenza delle propaggini occidentali della città di Pavia, presso la località Chiozzo, in fregio alla Via Grandi.

Il terreno che verrà direttamente interessato dalla realizzazione degli interventi in progetto presenta una morfologia pianeggiante e si sviluppa ad una quota di circa 70÷71 m s.l.m. (vedi Tavola 1, allegata).

I luoghi descritti nel presente elaborato sono rappresentati cartograficamente nella Sezione n. B7b4 "Pavia" della Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia alla scala 1:10.000.

3. INQUADRAMENTO IDROGEOMORFOLOGICO

Nel presente capitolo vengono descritti i tratti salienti dell'ambito territoriale all'interno del quale ricade l'area di intervento per quello che concerne gli aspetti geologici, litostratigrafici, geomorfologici, idrogeologici ed idrografici.

3.1 Assetto geologico - strutturale

Il substrato dell'area indagata dal punto di vista geologico è costituito da depositi di origine fluviale e fluvioglaciale (vedi Tavola 2, allegata) caratterizzati da condizioni di giacitura, nel complesso, uniformi.

La successione litostratigrafica del sottosuolo di questo settore della Pianura Padana può essere descritta come segue (procedendo dal basso verso l'alto):

- basamento marino (Pliocene superiore - Pleistocene inferiore), è costituito da marne argillo-siltose e da argille siltose di origine marina che rappresentano i sedimenti del sistema deposizionale plio-pleistocenico padano;

- sequenza continentale (Pleistocene medio superiore - Olocene) formata da:

  a) successione alluvionale costituita da depositi prevalentemente argillosi con intercalazioni sabbiose;

  b) materasso alluvionale di copertura (formato da alluvioni a dominante sabbiosa e sabbioso-ghiaiosa).

Come evidenziato nella cartografia geologica ufficiale (Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 – Foglio 59 "Pavia"), le unità affioranti in un intorno significativo dell'area di analisi sono di età compresa tra il Pleistocene medio-superiore e l'Olocene.

- **Unità oloceniche:**

- Alluvioni attuali (Alluvium recente e Alluvium s.l.) – sono depositi ghiaiosi, sabbiosi e limo-argillosi o torbosi affioranti sul fondo delle incisioni fluviali. Occupano le aree maggiormente depresse all'interno dell'alveo ordinario dei corsi d'acqua, sono separate altimetricamente da alluvioni medio recenti lungo le scarpate fluviali e vengono sommerse durante le piene ordinarie;
- Alluvioni recenti ed antiche (Alluvium antico e Diluvium tardivo) – si tratta delle alluvioni affioranti sui terrazzi compresi fra le alluvioni attuali e il Livello Fondamentale della Pianura; per lo più si tratta di alluvioni deposte dopo una fase di erosione, prevalentemente sabbioso-ghiaiose, talora terrazzate, fissate e coltivate.

- **Unità pleistoceniche:**

- Fluvioglaciale Würm (Diluvium Recente) – sono le alluvioni che costituiscono la superficie principale della pianura; dal punto di vista litologico si tratta di alluvioni ghiaiose, localmente molto grossolane, con paleosuolo argilloso giallo-rossiccio di ridotto spessore, talora ricoperte da limi più recenti.

Il substrato del sito di diretto interesse è costituito dalle alluvioni ascrivibili al Fluvioglaciale Würm (Pleistocene superiore), che sono state deposte a seguito dell'imponente attività di sedimentazione operata in concomitanza dell'ultima espansione glaciale dai principali corsi d'acqua presenti in zona.

Per quanto attiene alle proprietà litologiche i depositi alluvionali in questione sono costituiti, nel complesso, da sabbie, spesso alterate in superficie, con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni di limi e limi-argillosi. I livelli più francamente limosi e, in generale, quelli a granulometria fine sono più frequenti soprattutto nella porzione sommitale della locale successione alluvionale.

L'area in esame, dal punto di vista strutturale, si colloca in corrispondenza dell'avanfossa alpina ed appenninica ove i sedimenti del sistema deposizionale plio-pleistocenico padano hanno ricoperto, in discordanza angolare, il sistema delle successioni marine del Miocene medio-superiore e del Pliocene.

Il riempimento del bacino marino ed il passaggio alla sedimentazione continentale è il risultato di eventi tettonici parossistici, separati nel tempo da periodi di forte subsidenza bacinale e attività ridotta delle strutture compressive.

3.2 Lineamenti geomorfologici

L'area indagata è inserita in un contesto geomorfologico che rappresenta il risultato del succedersi di eventi deposizionali ed erosivi connessi all'attività degli scaricatori fluvioglaciali.

L'uniformità morfologica del paesaggio, tipicamente pianeggiante, è interrotta dal raccordo tra le diverse unità geomorfologiche che costituiscono la pianura, il quale

avviene attraverso un sistema di scarpate di erosione fluviale, generate dal Fiume Ticino, che si collocano poco a sud dell'area di intervento (vedi Tavola 2, allegata).

L'esame cartografico della zona ha permesso di individuare le unità geomorfologiche elencate di seguito:

1) ripiano dei depositi alluvionali attuali e recenti dei Fiume Ticino;
2) ripiano dei depositi alluvionali antichi del Fiume Ticino;
3) ripiano che costituisce il Livello fondamentale della pianura (o Piano Generale Terrazzato), scolpito in alluvioni fluvio-glaciali di età würmiana.

L'ambito areale oggetto di studio ricade all'interno dell'unità geomorfologica n. 3 e si colloca, come indicato in precedenza, al margine settentrionale del sistema di scarpate e terrazzi che costituisce la fascia di transizione tra il Piano Generale Terrazzato (a nord) e la sottostante valle a cassetta del Fiume Ticino (a sud).

3.3 Idrogeologia ed idrografia

La notevole variabilità verticale e laterale delle caratteristiche di permeabilità e di trasmissività del materasso alluvionale che contraddistingue il substrato, connessa alle differenti litologie presenti (le quali rappresentano il risultato dei diversi ambienti deposizionali che si sono succeduti nel tempo), ha permesso la formazione di un acquifero multistrato costituito da una serie di falde sovrapposte, talora in pressione (falde confinate o artesiane), sormontate da una falda freatica (non confinata).

Le falde in pressione sono localizzate in corrispondenza degli orizzonti sabbioso-ghiaiosi, maggiormente permeabili, delimitati da livelli impermeabili a dominante argillosa e/o limoso-argillosa.

La falda più superficiale, non confinata, viene alimentata per percolazione dagli orizzonti più prossimi al piano di campagna e, nel caso in esame, le oscillazioni del livello piezometrico risultano strettamente correlate alle acque di sub-alveo dei principali corsi d'acqua presenti in zona.

Nell'area di diretto interesse sono quindi presenti due idrozone principali: quella superficiale, con caratteristiche prevalentemente freatiche, e quella profonda (o artesiana) sottostante ad un primo livello argilloso caratterizzato da un consistente spessore e da una notevole continuità laterale.

L'andamento della superficie piezometrica e la direzione principale di flusso delle acque sotterranee dell'area di specifico interesse è rivolta verso i quadranti meridionali e risulta fortemente influenzata dall'azione di "richiamo" esercitata dal Fiume Ticino.

Infatti, il suddetto fiume costituisce il principale elemento drenante nei confronti delle acque sotterranee e la sua azione si esplica attraverso l'impostazione di gradienti di flusso costanti e regolari.

I rilievi freatimetrici eseguiti in corrispondenza dei fori di sondaggio delle prove penetrometriche, temporaneamente attrezzati a micro-piezometri, non hanno intercettato la superficie piezometrica della prima falda (freatica).

A tal proposito è importante precisare che le indagini sono state svolte in concomitanza di un prolungato ed anomalo periodo siccitoso, per cui in condizioni più piovose e/o durante le fasi di piena del Fiume Ticino è possibile che la soggiacenza sia inferiore.

Infatti, in base quanto riportato nello studio geologico redatto a supporto del vigente P.G.T. comunale (Dott. Geol. F. Finotelli), il tetto della prima falda dovrebbe collocarsi ad una profondità di circa 5 ÷ 6 m rispetto alla superficie topografica.

In ogni caso le opere fondazionali e le porzioni ipogee dovranno essere realizzate in modo tale impedire che si verifichino fenomeni di risalita dell'umidità naturale del terreno e dovranno essere dotate di adeguate opere di drenaggio e di impermeabilizzazione (vedi capitolo conclusivo).

L'elemento idrografico principale della zona è rappresentato dal Fiume Ticino che scorre, con andamento meandreggiante, circa 300 m a sud dell'area oggetto del presente studio.

Quest'ultima si colloca in corrispondenza di un terrazzo alluvionale sopraelevato di almeno 8 ÷ 10 m rispetto all'alveo attivo del Ticino, ovvero, in base a quanto riportato nella Tavola 9 (Carta dell'inondabilità) dello studio geologico del vigente P.G.T. comunale (Dott. Geol. F. Finotelli), in un contesto non inondabile.

4. SISMICITÀ STORICA E PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Nella carta delle Massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni della Regione Lombardia, predisposta sulla base dei dati contenuti nella banca dati macrosismici del GNDT e di quelli contenuti nel Catalogo dei forti terremoti in Italia di ING/SGA, per il sito in esame (vedi Figura 1) sono indicati terremoti di intensità pari al VII grado della scala MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg).

In base alla classificazione sismica dell'intero territorio nazionale (O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03 e D.M. 21/10/03, aggiornata al 2014), il Comune di Pavia (PV), ai sensi della D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014, entrata in vigore con la D.g.r. n. X/5001 del 30/03/2016, è stato inserito nella zona 3 (vedi Figura 2).

In funzione di quanto riportato nella Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (tratto da: Gruppo di Lavoro MPS 2004), per il sito di intervento sono indicati valori di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi, compresi tra 0,050 g e 0,075 g (vedi Figura 3).

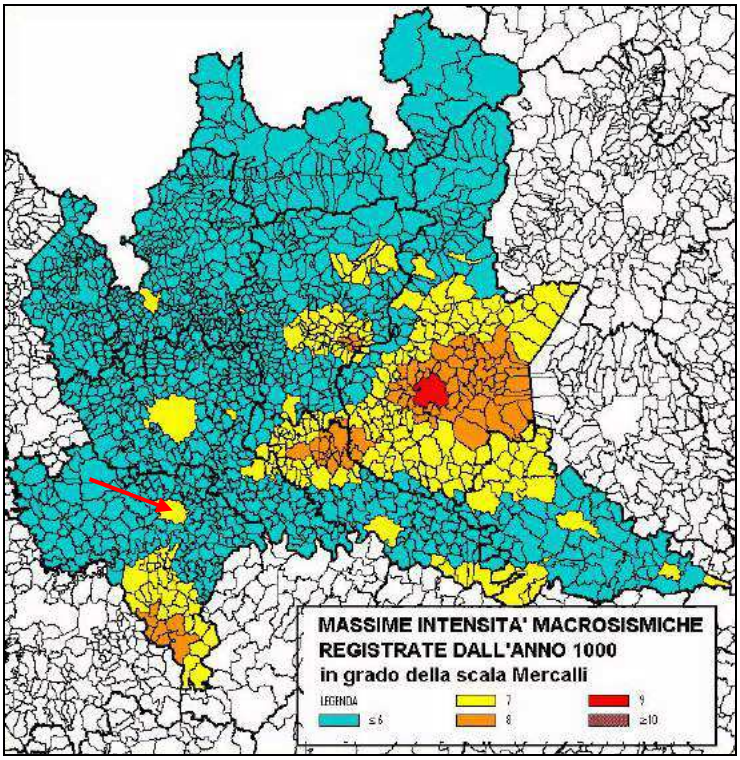


Figura 1: Carta delle Massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni della Regione Lombardia (Molin, Stucchi, Valensise). La freccia indica l'ubicazione dell'area indagata.

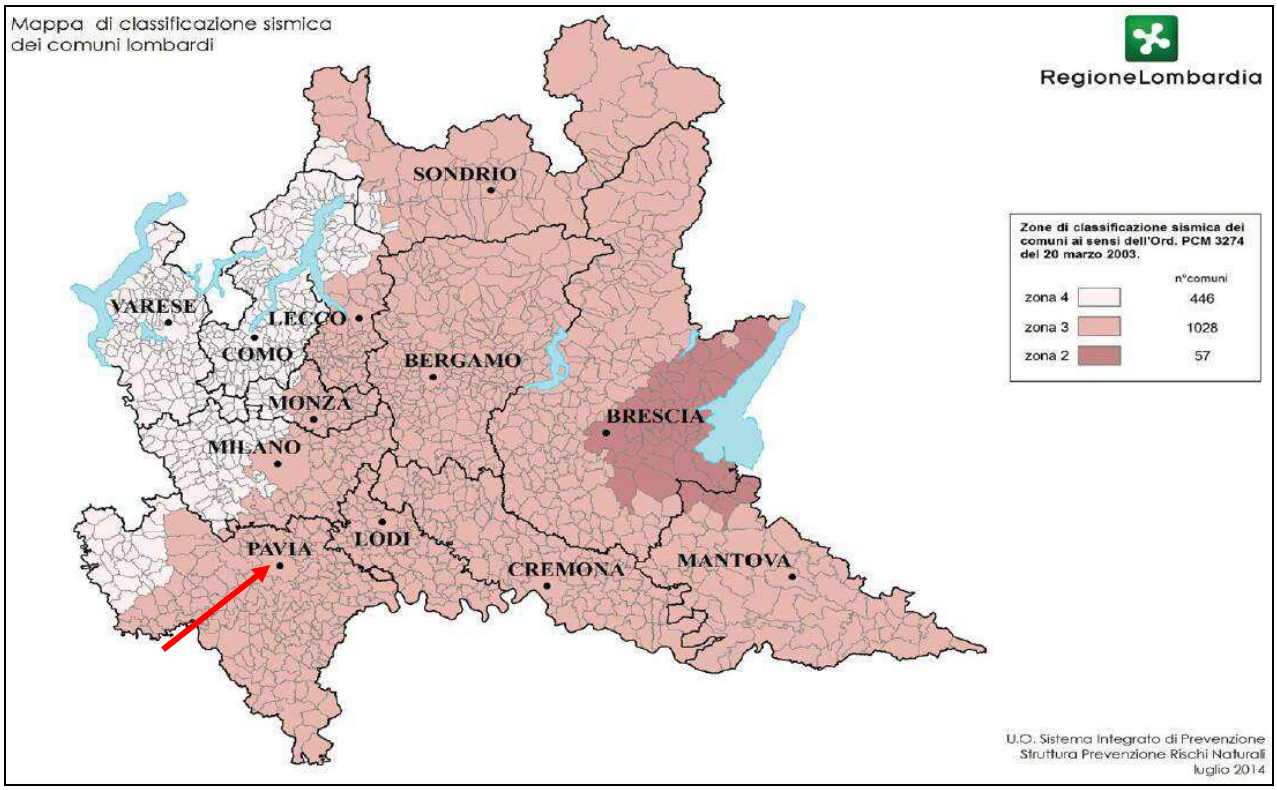


Figura 2: Riclassificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia ai sensi della D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014. La freccia indica l'ubicazione dell'area indagata.

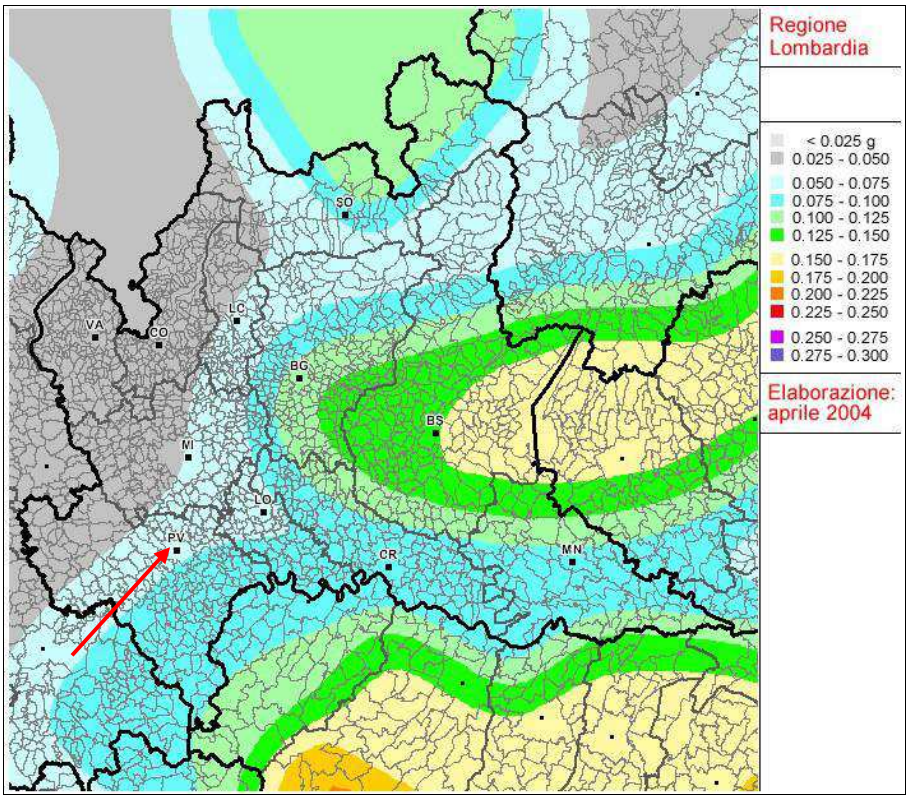


Figura 3: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale. La freccia rossa indica l'ubicazione dell'area indagata.

Per quanto concerne l'amplificazione sismica locale il sito di intervento è classificato, secondo quanto riportato nel vigente P.G.T. comunale (Tavola 7, Dott. Geol. F. Finotelli), in zona Z4a, ovvero: *zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.*

In tale scenario gli effetti attesi consistono in amplificazioni di tipo stratigrafico e, in osservanza della vigente normativa in materia, in questa sede è stata svolta l'analisi sismica di secondo livello utilizzando i dati ricavati dalle specifiche indagini sismiche svolte in sito.

L'analisi sismica di primo livello condotta dal Dott. Geol. F. Finotelli in sede di predisposizione dello studio geologico redatto a supporto del vigente P.G.T. comunale, ha escluso la possibilità che si verifichino fenomeni di liquefazione (così come evidenziato nella carta della pericolosità sismica locale, che non riporta lo scenario Z2 per l'area di intervento), pertanto la verifica alla liquefazione può essere omessa.

5. FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Nello studio geologico redatto a supporto del vigente P.G.T. comunale (Tavola 10.1, Dott. Geol. F. Finotelli) il sito indagato ricade in classe di fattibilità 2: f*attibilità con modeste limitazioni* (vedi Figura 4).

Nella classe di fattibilità 2 sono comprese le zone ove sono state rilevate condizioni limitative, anche se di lieve entità, all'edificabilità. Si tratta, in specifico, di aree subpianeggianti, non inondabili, ove le informazioni a disposizione indicano la probabile presenza, singola o associata, di un immediato sottosuolo contraddistinto da caratteristiche geotecniche non ottimali e/o interferenze tra falda e primo sottosuolo.

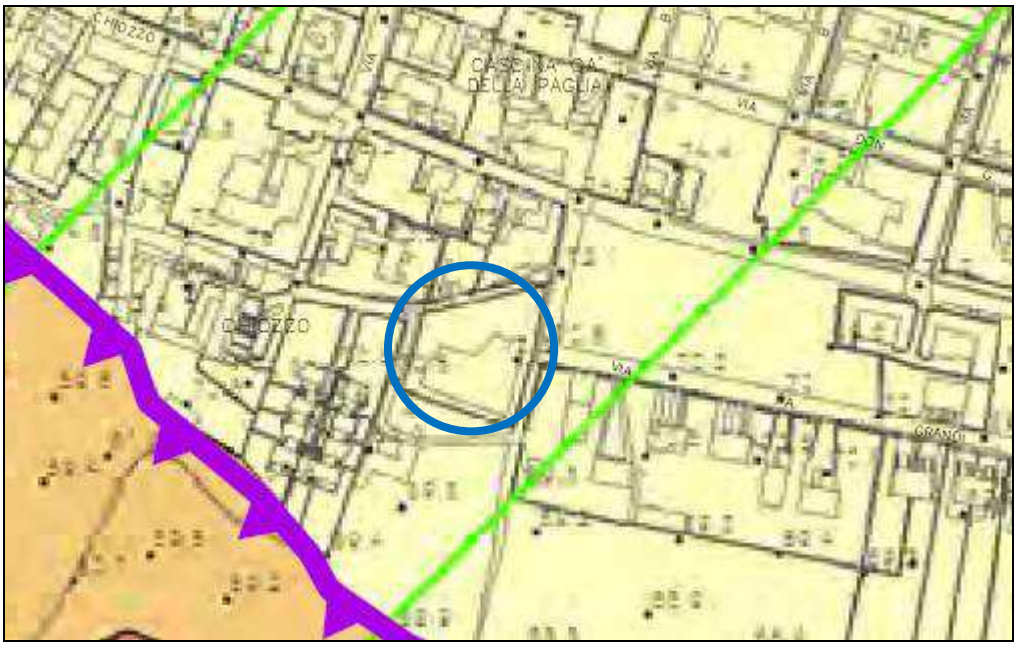


Figura 4: Stralcio della carta di fattibilità geologica del vigente P.G.T. comunale. La campitura gialla corrisponde alla classe di fattibilità 2. Le righe oblique di colore verde indicano la zona di amplificazione simica locale Z4a, che corrisponde ad una *zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.*

6. INDAGINI GEOTECNICHE

Allo scopo di ricostruire la strutturazione litostratigrafica dei primi metri del sottosuolo e di definire il modello geologico-geotecnico dei terreni presenti nell'area di interesse, sono state eseguite quattro prove penetrometriche dinamiche continue superpesanti (Per l'ubicazione dei punti di indagine si veda la Tavola 3) tipo D.P.S.H. (Dinamic Probing Super Heavy) svolte tramite l'impiego un penetrometro dinamico-statico Pagani modello "TG 63-100" avente le seguenti caratteristiche tecniche:

- Massa battente 63,50 kg
- Altezza caduta 75,00 cm
- Lunghezza aste 1,00 m
- Area di punta 20,43 cm^2
- Angolo di apertura punta conica 90°
- Diametro punta conica 51,00 mm

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica e la relativa batteria di aste misurando il numero di colpi necessari per avanzare di

0,20 m. Durante l'esecuzione della prova un operatore provvede alla registrazione del numero di colpi (N) relativi ad ogni intervallo di indagine.

L'energia necessaria alla perforazione è fornita dalla caduta del maglio (del peso di 63,50 kg) che avviene attraverso appositi meccanismi oleodinamici. Le prove continuano sino al raggiungimento della profondità desiderata oppure sino al conseguimento del rifiuto.

Poiché la prova penetrometrica dinamica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{SPT} ottenuto con la suddetta prova standard.

Di conseguenza il numero di colpi (N) registrati nel corso delle prove DPSH condotte dallo scrivente è stato correlato al numero di colpi di una prova penetrometrica dinamica standard (N_{SPT}), mediante la seguente relazione:

$$N_{SPT} = \beta_t N$$

dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT; l'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui
M = peso massa battente;
M' = peso aste;
H = altezza di caduta;
A = area base punta conica;
δ = passo di avanzamento.

Nel caso in esame il coefficiente di correlazione β_t assume un valore pari a 1,489.

L'analisi, l'interpretazione e la visualizzazione grafica dei dati raccolti durante l'esecuzione di ogni prova consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo investigato definendo, con sufficiente precisione, lo spessore degli orizzonti attraversati, la presenza e la soggiacenza di eventuali falde idriche e, soprattutto, le proprietà geomeccaniche dei terreni investigati.

Le elaborazioni sono state svolte con il programma di calcolo Dynamic Probing della GeoStru Software che, correlando il numero di colpi con il valore di N_{SPT} secondo le relazioni proposte da diversi Autori, estrapola i parametri geotecnici dei terreni investigati.

Nelle tabelle sottostanti sono riassunti i principali parametri geomeccanici relativi agli orizzonti che costituiscono il substrato dell'area indagata, rilevati sulla verticale di ogni prova penetrometrica, mentre nell'Allegato 1 sono riportati i tabulati completi ed il relativo grafico numero di colpi-profondità.

Tutte le prove hanno raggiunto la profondità di 10,20 m dal piano di campagna ed hanno attraversato, in base alle informazioni litostratigrafiche disponibili, litologie sabbiose a comportamento reologico prevalentemente di tipo incoerente. Per tale ragione, la coesione è stata trascurata (a favore di cautela).

Strato	Prof. (m)	Nspt	Peso unità di volume (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio	Coesione non drenata (kg/cm²)	Modulo Edometrico (kg/cm²)	Modulo Elastico (kg/cm²)
1	0,00-1,00	9,32	1,71	30,61	--	70,99	110,68
2	1,00-2,20	21,55	2,02	34,03	--	129,30	254,99
3	2,20-4,40	9,43	1,71	30,64	--	71,38	111,97
4	4,40-10,20	17,48	1,94	32,89	--	104,88	206,96

Tabella 1 – Parametri geotecnici prova DPSH1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Peso unità di volume (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio	Coesione non drenata (kg/cm²)	Modulo Edometrico (kg/cm²)	Modulo Elastico (kg/cm²)
1	0,00-0,80	11,28	1,77	31,16	--	77,93	133,80
2	0,80-2,20	19,34	1,98	33,42	--	116,04	228,91
3	2,20-4,80	9,14	1,70	30,56	--	70,36	108,55
4	4,80-10,20	17,72	1,95	32,96	--	106,32	209,80

Tabella 2 – Parametri geotecnici prova DPSH2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Peso unità di volume (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio	Coesione non drenata (kg/cm²)	Modulo Edometrico (kg/cm²)	Modulo Elastico (kg/cm²)
1	0,00-1,00	6,02	1,58	29,69	--	59,31	91,17
2	1,00-1,80	24,82	2,07	34,95	--	148,92	293,58
3	1,80-4,20	8,65	1,68	30,42	--	68,62	102,77
4	4,20-10,20	19,00	1,97	33,32	--	114,00	224,90

Tabella 3 – Parametri geotecnici prova DPSH3

Strato	Prof. (m)	Nspt	Peso unità di volume (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio	Coesione non drenata (kg/cm²)	Modulo Edometrico (kg/cm²)	Modulo Elastico (kg/cm²)
1	0,00-1,20	9,28	1,71	30,60	--	70,85	110,20
2	1,20-2,00	18,8	1,97	33,26	--	112,80	222,54
3	2,00-4,40	7,64	1,65	30,14	--	65,05	96,51
4	4,40-10,20	18,09	1,95	33,07	--	108,54	214,16

Tabella 4 – Parametri geotecnici prova DPSH4

I fori di sondaggio sono stati temporaneamente attrezzati a micro-piezometri ma i rilievi freatimetrici non hanno intercettato la superficie piezometrica della prima falda. A

tal proposito è importante precisare che le indagini sono state svolte in concomitanza di un prolungato ed anomalo periodo siccitoso, per cui in condizioni più piovose è possibile che la soggiacenza sia inferiore (5÷6 m in base ai dati contenuti nel vigente P.G.T.).

7. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Nel presente capitolo vengono descritti i parametri necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto e le indagini geofisiche svolte per la caratterizzazione sismica di dettaglio del sottosuolo. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di diretto interesse.

Quest'ultima costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche ed è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (ag) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S_e (T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Nelle N.T.C. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale (necessari per la determinazione delle azioni sismiche):

ag accelerazione orizzontale massima al sito;

Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tc* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I parametri necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto sono:

- **Tipo di costruzione e vita nominale**; la vita nominale (V_N) di un determinato tipo di costruzione è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle N.T.C. 14/01/2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

- **Classe d'uso**; in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso:
  - Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
  - Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
  - Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
  - Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- **Coefficiente d'uso**; Il valore del coefficiente d'uso (C_U) è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II delle N.T.C. 14/01/2008.

- **Periodo di riferimento per l'azione sismica**; le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento (V_R) espresso in anni che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U secondo la relazione: $V_R = V_N \cdot C_U$. Nel caso che V_R assuma un valore ≤ 35, si pone comunque pari a 35.

- **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento**; le probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle N.T.C. 14/01/2008.

- **Categoria di suolo**; ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali

analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle N.T.C. 14/01/2008).

- **Condizioni topografiche**; per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella Tab. 3.2.IV delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Accelerazione massima attesa al sito**; l'accelerazione massima attesa al sito (a_{max}) si ricava dalla seguente relazione: $a_{max} = S_S \ S_T \ ag$.
  S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (indicato nella Tab. 3.2.V delle N.T.C. 14/01/2008) relativo a ciascuna classe di sottosuolo, ST è il coefficiente di amplificazione topografica (riportato nella Tab. 3.2.VI delle N.T.C. 14/01/2008) espresso in funzione delle caratteristiche topografiche del sito, e ag è l'accelerazione orizzontale massima al sito.

- **Coefficiente sismico di accelerazione orizzontale**; tale coefficiente (Kh) si ricava dalla seguente relazione: $Kh = \beta_S \ a_{max} / g$.

- **Coefficiente sismico di accelerazione verticale**; tale coefficiente (Kv) si ricava dalla seguente relazione: $Kv = Kh / 2$.

- **Periodo di ritorno**; il periodo di ritorno (T_R) si determina dalla seguente relazione: $T_R = -V_R / \ln (1-P_{VR})$.

7.1 Indagini sismiche

Le indagini sismiche svolte in questa sede sono state rivolte alla ricostruzione del profilo dell'andamento delle onde di taglio (S) nel sottosuolo.

Nella fattispecie è stata impiegata la tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), che è ascrivibile alla categoria delle indagini sismiche di tipo attivo e che prevede che il segnale sismico sia generato da una sorgente energizzante artificiale, ovvero un maglio battente su piastra.

Le indagini MASW sono state eseguite impiegando un sismografo tipo DoReMi multicanale (SARA electronic instruments), con una frequenza di campionamento di 1000 Hz, acquisendo la componente verticale delle onde di Rayleigh (ZVF). Al suddetto sismografo è stata collegata una catena di 16 sensori verticali (geofoni) da 4,5 Hz posti a distanza reciproca di 2,50 m per una lunghezza complessiva pari a 45 m (compreso il trigger).

L'ubicazione dello stendimento, che è stato allestito in posizione bari centrale rispetto al terreno oggetto del presente studio, è visualizzata nella Tavola 3 e nelle fotografie riportate nell'Allegato 2.

I dati acquisiti sono consistiti nella registrazione dei treni d'onda (prodotti, tramite mazzetta, all'estremità dello stendimento) dall'istante di energizzazione (+/- 1 μs) sino ad un tempo massimo di 2000 msec.

L'interpretazione dei dati è stata condotta con il software Easy MASW 2015 (della GeoStru Software) e, nell'Allegato 2, sono riportati il sismogramma ed i grafici relativi all'indagine svolta.

Tramite l'impiego del software (e sulla base delle informazioni stratigrafiche disponibili) è stata effettuata l'inversione della curva di dispersione sino ad ottenere il diagramma dell'andamento delle onde S nel sottosuolo (vedi Figura 5 ed Allegato 2).

In base ai risultati delle indagini sismiche svolte dallo scrivente il sottosuolo dell'area investigata presenta un valore di V_{S30} pari a 290,18 m/s e, quindi, appartiene alla **Categoria C**, che comprende: *depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di* V_{S30} *compresi tra 180 e 360 m/s (*$15<N_{SPT}<50$*;* $70< C_u < 250$ *kPa).*

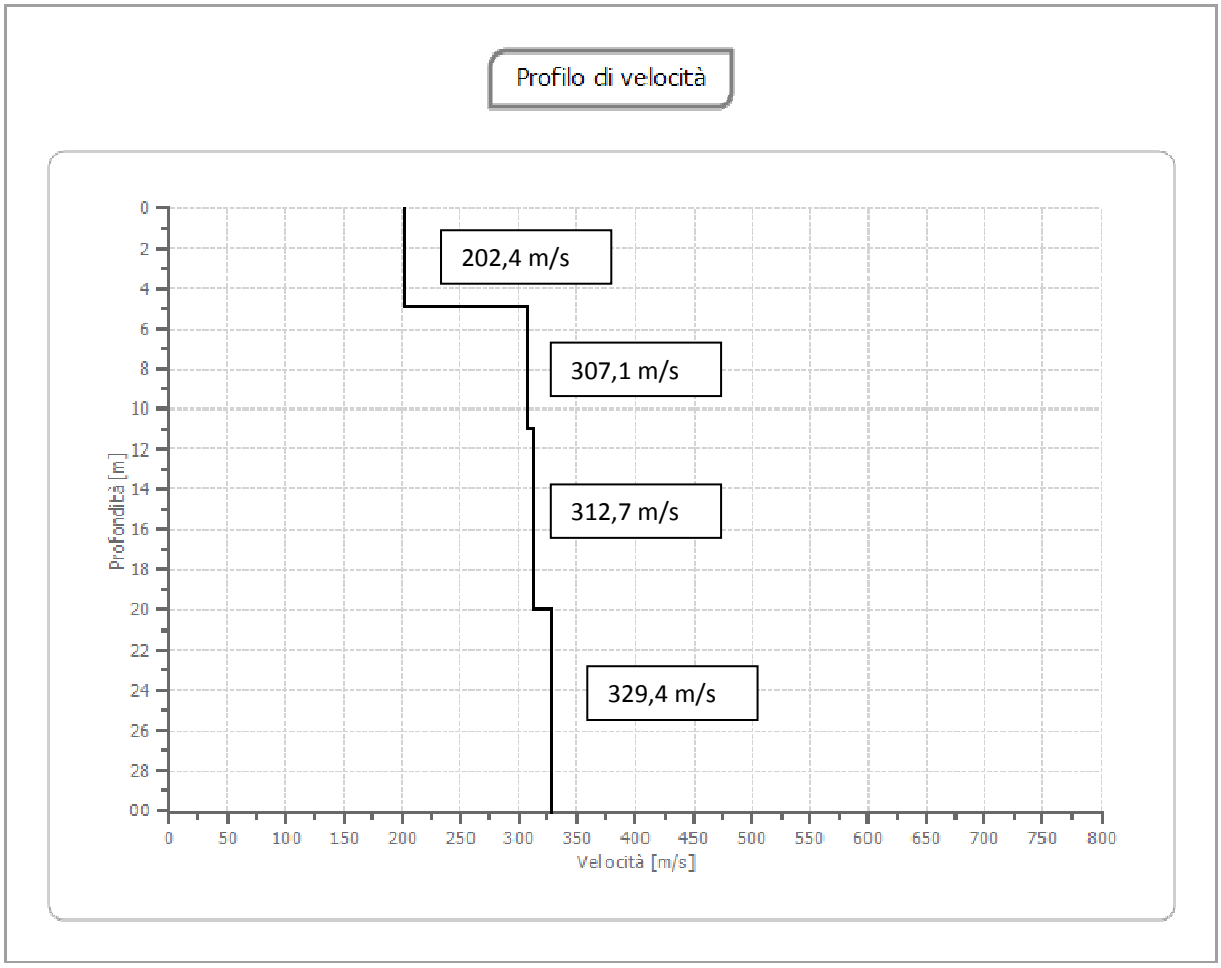


Figura 5: Andamento delle onde S nel sottosuolo ottenuto dall'indagine MASW.

7.2 Analisi sismica di secondo livello

In relazione al locale assetto geologico, litostratigrafico e geomorfologico, per il sito di intervento può essere individuato lo scenario Z4a, che corrisponde ad una zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi. In tale scenario gli effetti attesi consistono in amplificazioni di tipo stratigrafico.

Pertanto la normativa regionale entrata in vigore con l'approvazione della D.g.r. n. X/5001 del 30/03/2016 prescrive di procedere all'esecuzione dell'analisi sismica di secondo livello. In questa sede è stata svolta la verifica di dettaglio dei fattori di amplificazione stratigrafica (o litologica) specifici per il sito di intervento utilizzando i dati sismici ricavati dalle indagini geofisiche.

Il fattore di amplificazione (Fa) è stato calcolato per due intervalli di periodo scelti, dal legislatore, in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie più frequenti sul territorio regionale. In particolare l'intervallo tra 0,1 ÷ 0,5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari, piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0,5 ÷ 1,5 s si riferisce a strutture più alte e flessibili.

I fattori di amplificazione relativi al sottosuolo dell'area di intervento, calcolati in funzione dei dati ricavati dalle indagini sismiche, sono stati confrontati con i valori soglia previsti dalla vigente normativa per il Comune di Pavia (PV), ai sensi della D.g.r. n. 8/7374 del 28/05/2008 e alla D.g.r. n. IX/2616 del 30/11/11.

Nella fattispecie è stata utilizzata la scheda denominata "Litologia sabbiosa" (riportata nella pagina seguente) riferendosi ai suoli di tipo C (che costituiscono la categoria di sottosuolo del sito in esame). Le verifiche in questione hanno fornito i risultati esposti nella Tabella 5.

Intervallo periodo	Valori soglia suoli C	Fattori di amplificazione calcolati	Risultato
0,1-0,5 s	1,90	1,61	Verificato
0,5-1,5 s	2,40	1,67	Verificato

Tabella 5 – Fattori di amplificazione

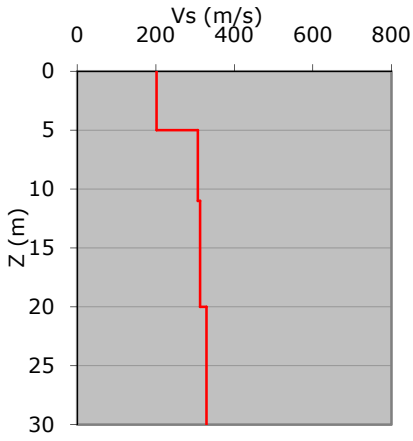
Dato che i fattori di amplificazione calcolati sono inferiori ai valori soglia di legge, la verifica di secondo livello risulta soddisfatta per entrambi gli intervalli di periodo. Ne consegue che in fase di progettazione bisognerà fare riferimento alla categoria di sottosuolo C ed utilizzare i parametri sito-specifici indicati nel paragrafo seguente.

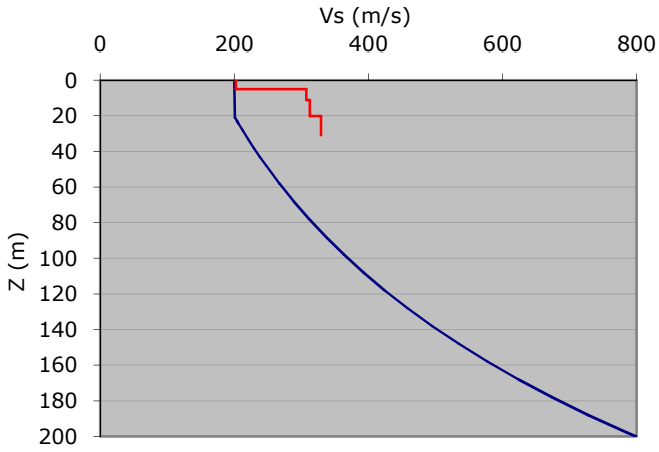
Come indicato in precedenza l'analisi sismica di primo livello condotta dal Dott. Geol. F. Finotelli in sede di predisposizione dello studio geologico redatto a supporto del vigente P.G.T. comunale, ha escluso la possibilità che si verifichino fenomeni di liquefazione in corrispondenza dell'area di intervento e, di conseguenza, la verifica alla liquefazione può essere omessa.

AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA - DETERMINAZIONE DEL Fa

PROFILO GEOFISICO PAVIA (PV) - VIA GRANDI

STRATO	h	Z	Vs	Vs*Hi
1	5	5	202,4	1012
2	6	11	307,1	1843
3	9	20	312,7	2814
4	10,8	30,8	329,4	3558





SCHEDA LITOLOGIA SABBIOSA

PERIODO (T)

0,411

SCHEDA

sabbiosa

CURVA

2

Fa (0,1-0,5 S)

1,61

Fa (0,5-1,5 S)

1,67

VALORI SOGLIA DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE Fa: COMUNE DI PAVIA (PV)

Periodo	Tipo di suolo			
	B	C	D	E
0.1 - 0.5	1,4	1,9	2,2	2,0
0.5 - 1.5	1,7	2,4	4,2	3,1

Fa (0,1-0,5 S) SUOLO C	1,9	>	1,61	VERIFICATO
Fa (0,5-1,5 S) SUOLO C	2,4	>	1,67	VERIFICATO

7.3 Parametri sismici sito-specifici

Di seguito sono riportati i parametri sismici specifici per il sito di intervento e relativi agli stati limite considerati, così come richiesto dalla vigente normativa in materia (D.M. 14/01/2008), mentre nella Figura 6 è visualizzata la maglia di riferimento dei valori dello spettro di risposta elastico.

In base ai dati raccolti nel corso delle indagini il substrato è riconducibile alla classe C, la categoria topografica è T1 e le opere in progetto ricadono in classe d'uso 2.

- **Sito in esame**
  latitudine: 45,196544
  longitudine: 9,114631
  Classe: 2
  Vita nominale: 50

- **Siti di riferimento**
  Sito 1 ID: 13369 Lat: 45,2045 Lon: 9,0936 Distanza: 1868,625
  Sito 2 ID: 13370 Lat: 45,2071 Lon: 9,1644 Distanza: 4074,502
  Sito 3 ID: 13592 Lat: 45,1572 Lon: 9,1681 Distanza: 6061,257
  Sito 4 ID: 13591 Lat: 45,1546 Lon: 9,0973 Distanza: 4859,046

- **Parametri sismici**
  Categoria sottosuolo: C
  Categoria topografica: T1
  Periodo di riferimento: 50 anni
  Coefficiente cu: 1,0

	Unità di misura	**Operatività (SLO)**	**Danno (SLD)**	**Salvaguardia della vita (SLV)**	**Prevenzione dal collasso (SLC)**
Probabilità di superamento:	*%*	81	63	10	5
Tr:	*[anni]*	30	50	475	975
ag:	*g*	0,021	0,028	0,066	0,087
Fo:		2,536	2,524	2,532	2,526
Tc*:	*[s]*	0,184	0,204	0,281	0,285

Coefficienti Sismici				
	SLO	**SLD**	**SLV**	**SLC**
Ss:	1,50	1,50	1,50	1,50
Cc:	1,84	1,77	1,60	1,59
St:	1,00	1,00	1,00	1,00
Kh:	0,006	0,008	0,020	0,026
Kv:	0,003	0,004	0,010	0,013
Amax:	0,316	0,411	0,974	1,272
Beta:	0,200	0,200	0,200	0,200

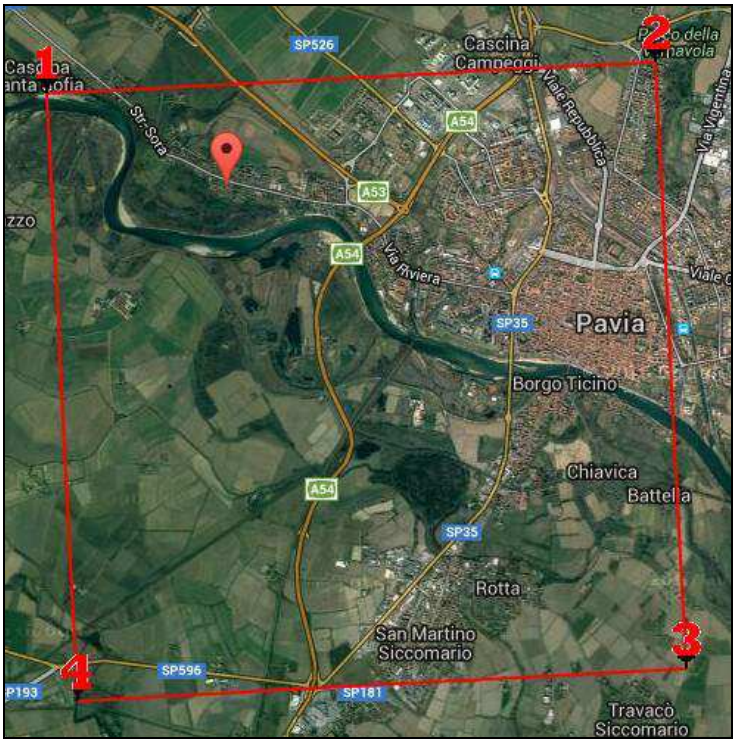


Figura 6: Vertici della maglia riferimento dei valori dello spettro di risposta elastico.

8. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

In questa sede è stata svolta l'analisi preliminare della resistenza di progetto ipotizzando l'impiego di una generica fondazione nastriforme avente una larghezza (B) pari a 1,00 m e considerando una profondità di imposta pari a 1,00 m rispetto alla quota attuale del piano di campagna.

Le verifiche geotecniche preliminari, in osservanza a quanto prescritto dalla vigente normativa in materia (D.M. 14/01/2008 e Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/02/09), sono state svolte allo stato limite ultimo, sia in condizioni statiche, sia in condizioni dinamiche, utilizzando l'Approccio 1 e la Combinazione 2 (A2 + M2 + R2).

I coefficienti parziali (amplificazione dei carichi A, riduzione dei parametri geotecnici M e riduzione delle resistenze R) assumo, nelle differenti combinazioni, i valori riportati nelle tabelle a seguire (tratte dalle NTC 2008).

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

La valutazione della resistenza fornita dal sedime di imposta delle opere fondazionali è stata effettuata utilizzando il programma di elaborazioni geotecniche messo a punto dalla Società Geostru denominato Loadcap. In particolare è stato impiegato il metodo di Brinch-Hansen (EC7 – EC8) secondo il quale il valore della pressione limite a rottura (q_{lim}) viene calcolato con la seguente formula:

$$q_{lim} = c\, N_c\, s_c\, d_c\, i_c\, b_c\, g_c + \gamma\, D\, N_q\, s_q\, d_q\, i_q\, b_q\, g_q + 1/2\, \gamma\, B\, N_\gamma\, s_\gamma\, d_\gamma\, i_\gamma\, b_\gamma\, g_\gamma$$

dove:

q_{lim} = pressione limite a rottura;
c = coesione;
γ = peso di volume;
B = lato della fondazione;
D = profondità del piano di posa;
$N_c, N_q, N\gamma$ = fattori di capacità portante (espressi in funzione di φ = angolo di attrito interno);

s_c, s_q, s_γ	=	fattori di forma della fondazione;
d_c, d_q, d_γ	=	fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
i_c, i_q, i_γ	=	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
b_c, b_q, b_γ	=	fattori correttivi relativi all'inclinazione della base della fondazione;
g_c, g_q, g_γ	=	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

Nelle tabelle sottostanti vengono riportati i valori della resistenza di progetto sia in condizioni statiche (assenza di sisma) sia dinamiche (presenza di sisma), calcolati sulla verticale delle prove penetrometriche svolte dallo scrivente e relativi all'ipotesi progettuale illustrata poc'anzi.

Prova	Larghezza nastro	Profondità di posa	Resistenza di progetto	
			kg/cm^2	kPa
DPSH1	1,00 m	1,00 m	1,26	123,56
DPSH2	1,00 m	1,00 m	1,24	121,60
DPSH3	1,00 m	1,00 m	1,28	125,52
DPSH4	1,00 m	1,00 m	1,21	118,66

Tabella 6 – Resistenza di progetto in assenza di sisma

Prova	Larghezza nastro	Profondità di posa	Resistenza di progetto	
			kg/cm^2	kPa
DPSH1	1,00 m	1,00 m	1,13	110,81
DPSH2	1,00 m	1,00 m	1,11	108,85
DPSH3	1,00 m	1,00 m	1,14	111,79
DPSH4	1,00 m	1,00 m	1,09	116,89

Tabella 7 – Resistenza di progetto in presenza di sisma

I valori ottenuti rappresentano il risultato di un'elaborazione teorica relativa alla verticale delle prove penetrometriche dinamiche e devono essere messi in relazione alle reali caratteristiche delle fondazioni ed al comportamento reologico assunto dal sedime di imposta, ovvero all'entità dei cedimenti che si produrranno a seguito dell'applicazione dei carichi di esercizio.

In sede di progettazione geotecnica il progettista dovrà svolgere specifiche verifiche relative alle reali dimensioni, alla profondità di posa ed alle modalità realizzative delle fondazioni in progetto, verificando che le azioni di progetto (ovvero i carichi di esercizio), anche se inferiori al valore della resistenza fornita dal terreno, non comportino l'insorgere di fenomeni di cedimento assoluto troppo elevati.

Tali elaborazioni verranno riportate nelle specifiche relazioni geotecniche che verranno redatte a supporto del progetto di ogni singolo edificio.

9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione geologica è stata redatta a supporto del progetto per la realizzazione di sei ville unifamiliari presso un terreno posto a Pavia, in Via Grandi (PDC02 Chiozzo).

Le indagini in questione sono state svolte allo scopo di analizzare l'assetto geolitologico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area di intervento, ricostruire il modello geologico-geotecnico del sottosuolo e valutare la fattibilità geologica delle opere in progetto.

Nei paragrafi successivi vengono analizzate le principali problematiche che potrebbero interessare le suddette opere, individuando gli accorgimenti tecnici e gli interventi di salvaguardia idrogeologica che dovranno essere adottati per garantire la stabilità e la fruibilità, nel tempo, delle strutture che si intendono realizzare.

9.1 Operazioni di scavo

Le movimentazioni di terra dovranno essere condotte in modo tale da garantire degli adeguati margini di sicurezza alle maestranze impiegate nel futuro cantiere ed i materiali di risulta degli scavi dovranno essere gestiti secondo le norme vigenti in merito alle terre e rocce da scavo.

A fine giornata i fronti di scavo aperti, anche se di modesta entità, dovranno essere protetti tramite il posizionamento di idonee strutture di sostegno temporaneo e la stesura di teli impermeabili, questi ultimi per evitare che eventuali piovaschi comportino dilavamento delle superfici esposte.

Il fondo delle fosse di fondazione dovrà essere circa orizzontale e non dovrà subire rimaneggiamenti e deterioramenti prima dell'esecuzione dei getti, mentre le eventuali acque stagnanti dovranno essere allontanate dallo scavo.

9.2 Sedime di imposta ed opere di fondazione

Le opere fondazionali verranno ad essere attestate in corrispondenza di depositi alluvionali di natura prevalentemente sabbiosa che sono contraddistinti, sulla verticale delle prove penetrometriche svolte dallo scrivente, da buone proprietà geomeccaniche.

In sede di progettazione geotecnica il progettista dovrà svolgere specifiche verifiche relative alle reali dimensioni, alla profondità di posa ed alle modalità realizzative delle fondazioni in progetto, verificando che le azioni di progetto (ovvero i carichi di esercizio), anche se inferiori al valore della resistenza fornita dal terreno, non comportino l'insorgere di fenomeni di cedimento assoluto troppo elevati. Tali elaborazioni verranno riportate nelle specifiche relazioni geotecniche che verranno redatte a supporto del progetto di ogni singolo edificio.

Se i valori di carico non fossero compatibili con la resistenza di progetto fornita dal terreno, bisognerà intervenire con interventi di miglioramento delle proprietà geotecniche

del sedime di imposta. La tipologia di intervento dovrà essere valutata in funzione dei miglioramenti che si intendono ottenere.

Si precisa che i manufatti dovranno essere progettati nel rispetto della vigente normativa sismica, sia nazionale sia regionale, così come indicato nel Capitolo 4, utilizzando i parametri sismici sito-specifici riportati nel Paragrafo 7.3 della presente.

Al fine di favorire una più omogenea e razionale ripartizione dei carichi di esercizio che verranno trasmessi al terreno dovrà essere predisposto, al di sotto del piano di imposta delle opere fondazionali, uno strato di sottofondazione costituito da un orizzonte di magrone. Quest'ultimo, leggermente sporgente rispetto all'impronta della fondazione, dovrà avere uno spessore di almeno 0,20 m.

Si consiglia anche di predisporre, al di sotto del magrone, un orizzonte arido (costituito da ghiaia e/o frantumato) con funzione anticapillare.

Qualora in fase di scavo dovessero essere individuati, in corrispondenza del sedime di imposta, materiali contraddistinti da scadenti proprietà geomeccaniche (limi, argille, torbe, ecc.), si provvederà all'esecuzione di un intervento di bonifica geotecnica che consisterà nella rimozione dei suddetti materiali e nella loro sostituzione con un congruo orizzonte di ghiaia adeguatamente rullata e compattata.

Questa operazione dovrà essere attuata anche se i materiali in questione interessassero solo una porzione del piano di imposta

9.3 Aspetti sismici

Come indicato in precedenza l'area di intervento ai sensi della D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014, entrata in vigore con la D.g.r. n. X/5001 del 30/03/2016, è compresa nella zona 3.

In base ai risultati delle specifiche indagini sismiche svolte in sito (che hanno permesso di individuare un valore di V_{S30} pari a 290,18 m/s) ed in funzione dei riscontri positivi ottenuti dall'analisi sismica di secondo livello, il sottosuolo dell'area investigata è riconducibile alla Categoria C.

Nel Paragrafo 7.3 sono riportati i parametri sismici sito-specifici relativi alle condizioni stratigrafiche, all'assetto morfologico dei luoghi ed alla tipologia delle opere in progetto.

9.4 Problematiche idrogeomorfologiche

Per quanto concerne le problematiche di carattere idrogeologico e geomorfologico sulla base dei rilievi di campagna e sulla scorta delle conoscenze acquisite nel corso delle ricerche bibliografiche, in accordo con quanto indicato nel vigente P.G.T. comunale non si segnalano particolari limitazioni alla realizzazione del fabbricato in progetto.

Si precisa comunque che le opere di fondazione e le strutture ipogee in genere dovranno essere efficacemente impermeabilizzate per isolarle completamente, dal punto di vista idraulico, dall'ambiente circostante ed impedire fenomeni di risalita dell'umidità naturale del terreno, di infiltrazione e di impregnazione idrica in genere.

Si sottolinea che la mancata realizzazione di un'efficace intervento di impermeabilizzazione può comportare gravi danni alle strutture in progetto limitandone pesantemente l'utilizzo, oltre a comportare un rapido ammaloramento delle stesse.

Infine, dovrà essere attuata una corretta gestione di tutte le acque di pertinenza degli immobili, delle strade e dei piazzali (bianche, nere, meteoriche), che dovranno essere accuratamente raccolte e convogliate in idonei punti di scarico, evitando fenomeni di ristagno e di dispersione incontrollata nel sottosuolo.

9.5 Conclusioni

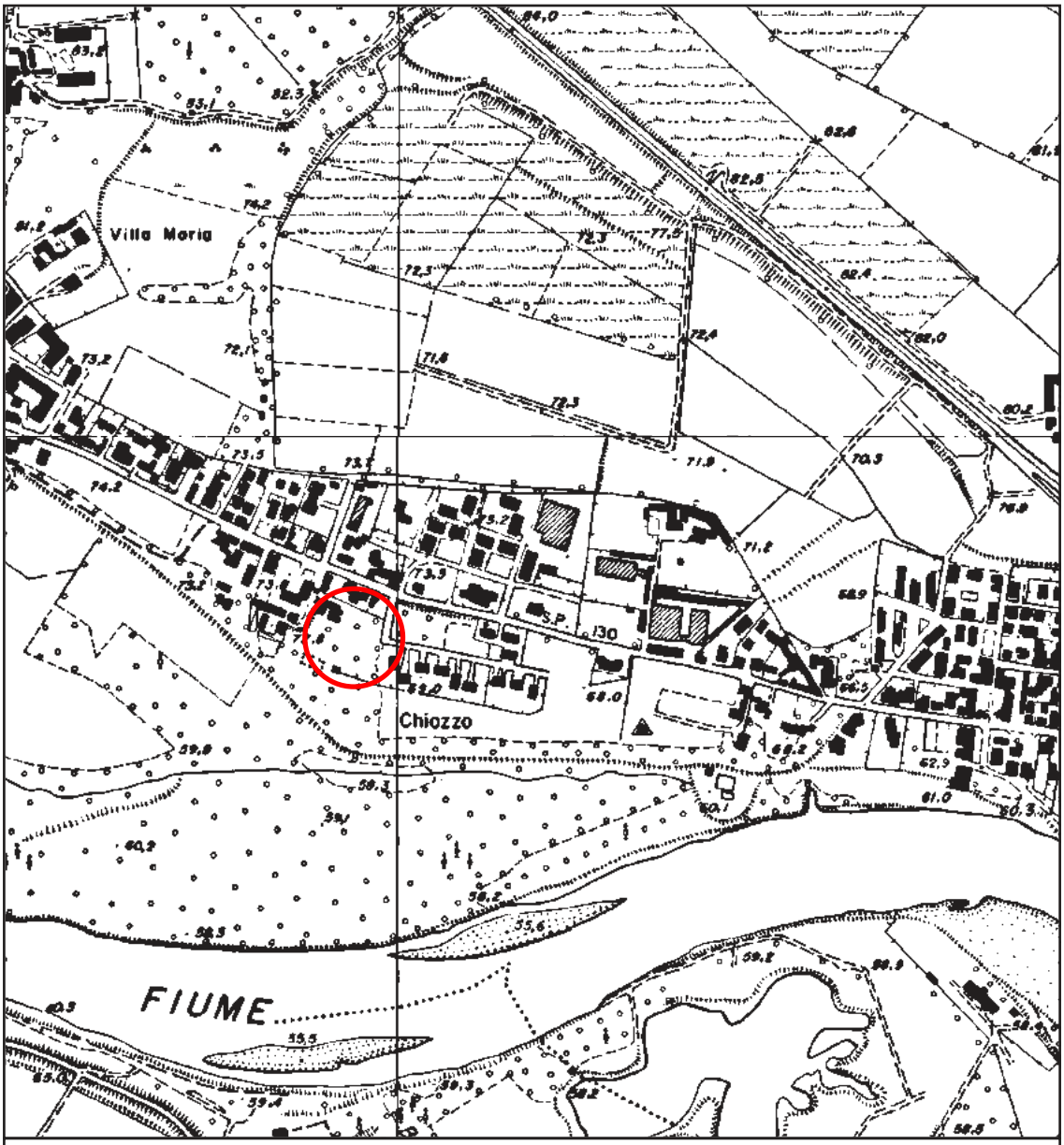
In conclusione si ritiene che gli interventi in progetto siano compatibili con il locale contesto geologico-geomorfologico ed idrogeologico e che la loro messa in opera non comporterà variazioni significative dell'assetto attuale della zona.

Quindi, ferme restando le limitazioni contenute nel vigente P.G.T. del Comune di Pavia (anche se non citate e/o menzionate nel presente elaborato), si esprime parere favorevole all'utilizzazione ai fini edificatori dell'area investigata purché vengano scrupolosamente rispettate le indicazioni esposte nel corso del presente elaborato, soprattutto in merito alle specifiche verifiche geotecniche che dovranno accompagnare la progettazione esecutiva.

Breno, giugno 2016



Dott. Filippo Pezzotti Geologo
n. iscr. Ordine Geologi Lombardia 1264



Stralcio C.T. R. della Regione Lombardia - Sezioni n. B7b3 e B7b4

Ubicazione dell'area di intervento.

N

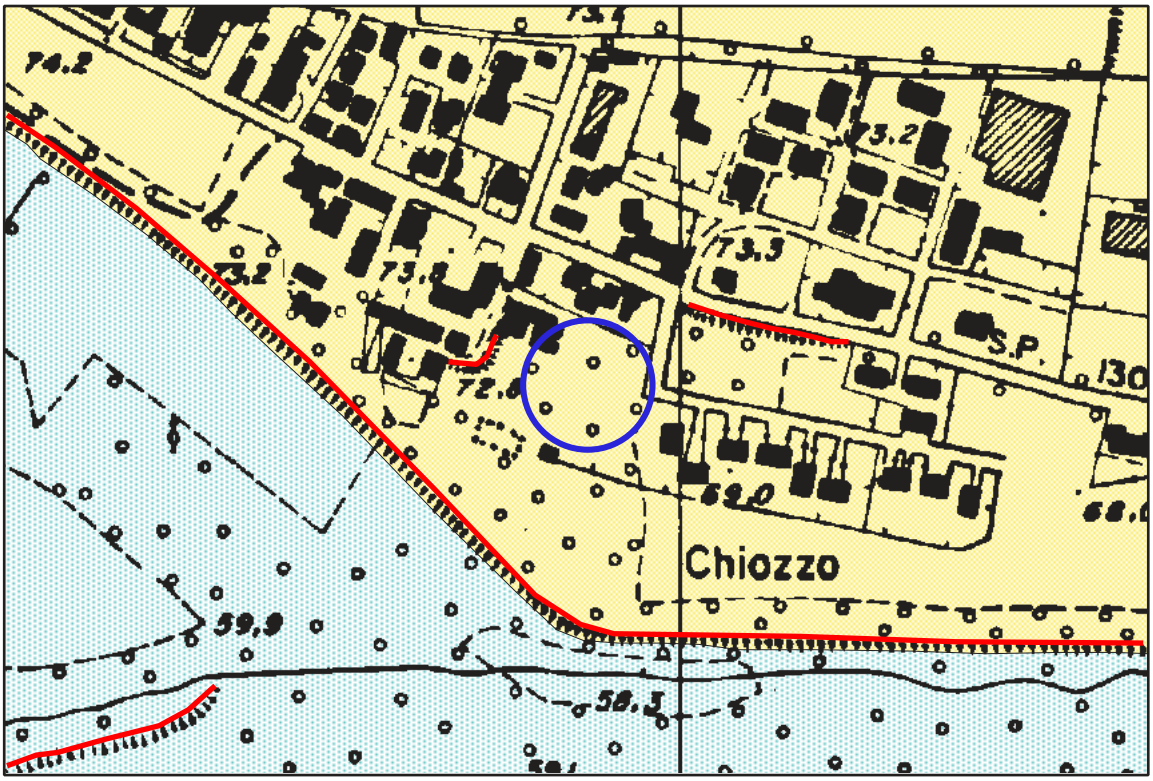
REALIZZAZIONE DI SEI VILLE UNIFAMILIARI A PAVIA

IN VIA GRANDI - PDC02 CHIOZZO

TAVOLA 1	**COROGRAFIA**
SCALA 1:10.000	

Consulenza Geotecnica
ed Idrogeologica

Dott. Filippo Pezzotti Geologo
n. iscr. Ordine Geologi Lombardia 1264



LEGENDA

N

Ubicazione dell'area indagata.

Alluvioni dei terrazzi compresi tra le alluvioni recenti ed attuali (deposte al fondo della valle a cassetta del Fiume Ticino) e la superficie principale della pianura (P.G.T.). Olocene.

Ripiani impostati su depositi alluvionali del "Fluviale recente" (Piano Generale Terrazzato della pianura lomabarda), sopraelevati di almeno 10-24 m rispetto agli alvei attivi. Dal punto di vista litologico sono costituiti da sabbie (spesso alterate in superficie) con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni a diversa profondità di limi e limi argillosi.

Orlo di scarpata.

REALIZZAZIONE DI SEI VILLE UNIFAMILIARI A PAVIA

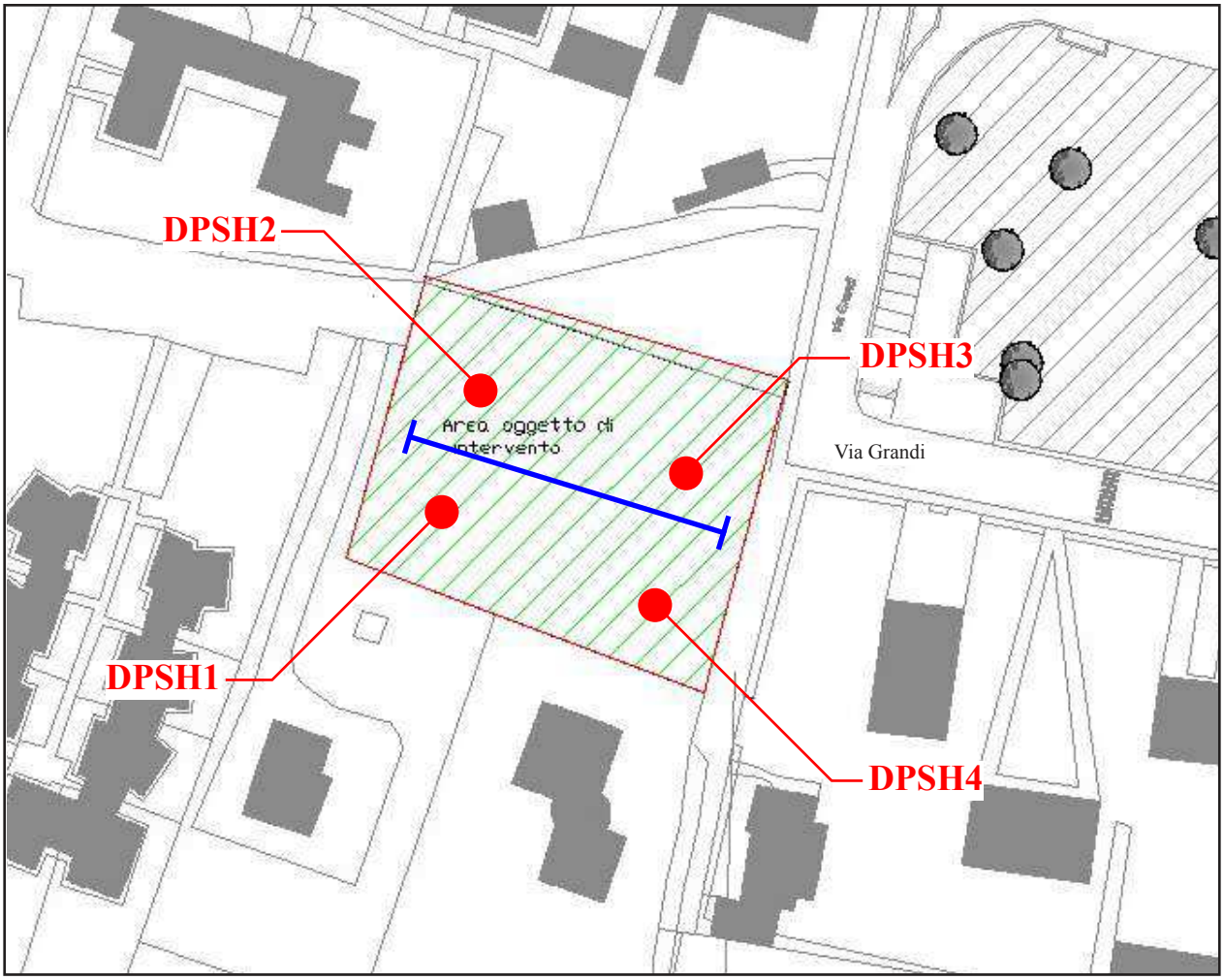
IN VIA GRANDI - PDC02 CHIOZZO

TAVOLA 2	**CARTA GEOLOGICA-GEOMORFOLOGICA**
SCALA 1:5.000	



Consulenza Geotecnica ed Idrogeologica

Dott. Filippo Pezzotti Geologo
n. iscr. Ordine Geologi Lombardia 1264



N

LEGENDA

DPSH1

Prova penetrometrica e relativo codice identificativo.

Traccia dello stendimento MASW.

Area di intervento.

REALIZZAZIONE DI SEI VILLE UNIFAMILIARI A PAVIA

IN VIA GRANDI - PDC02 CHIOZZO

TAVOLA 3	**UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE**
SCALA 1:1.000	



Consulenza Geotecnica ed Idrogeologica

Dott. Filippo Pezzotti Geologo
n. iscr. Ordine Geologi Lombardia 1264

ALLEGATO 1
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Committente: Immobiliare Zuma s.r.l.
Cantiere: Via Grandi
Località: Pavia

STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

PENETROMETRO DPSH TG 63-100 PAGANI



Caratteristiche Tecniche-Strumentali prove penetrometriche dinamiche:

Rif. Norme	DIN409
Diametro punta conica	51,00 mm
Angolo di apertura punta	90°
Area di base punta	20,43 cm^2
Avanzamento punta	0,20 m
Peso massa battente	63,5 kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Passo letture	20 cm
Lunghezza aste	1,00 m
Coefficiente di correlazione	1,489

PROVA DPSH1

Prova eseguita in data 28/06/2016
Profondità prova 10,20 m
Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (kg/cm²)	Res. dinamica (kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (kg/cm²)
0,20	6	0,855	49,83	58,31	2,49	2,92
0,40	6	0,851	49,61	58,31	2,48	2,92
0,60	7	0,847	57,62	68,02	2,88	3,40
0,80	6	0,843	49,17	58,31	2,46	2,92
1,00	6	0,840	45,30	53,94	2,26	2,70
1,20	12	0,836	90,21	107,88	4,51	5,39
1,40	20	0,783	140,76	179,80	7,04	8,99
1,60	20	0,780	140,16	179,80	7,01	8,99
1,80	16	0,776	111,67	143,84	5,58	7,19
2,00	10	0,823	68,85	83,63	3,44	4,18
2,20	8	0,820	54,87	66,91	2,74	3,35
2,40	4	0,817	27,34	33,45	1,37	1,67
2,60	4	0,814	27,24	33,45	1,36	1,67
2,80	5	0,811	33,93	41,82	1,70	2,09
3,00	4	0,809	25,29	31,27	1,26	1,56
3,20	6	0,806	37,81	46,91	1,89	2,35
3,40	8	0,803	50,25	62,55	2,51	3,13
3,60	8	0,801	50,09	62,55	2,50	3,13
3,80	8	0,798	49,94	62,55	2,50	3,13
4,00	8	0,796	46,74	58,72	2,34	2,94
4,20	7	0,794	40,78	51,38	2,04	2,57
4,40	7	0,791	40,67	51,38	2,03	2,57
4,60	9	0,789	52,14	66,06	2,61	3,30
4,80	10	0,787	57,78	73,40	2,89	3,67
5,00	12	0,785	65,16	83,01	3,26	4,15
5,20	12	0,783	64,99	83,01	3,25	4,15
5,40	11	0,781	59,43	76,09	2,97	3,80
5,60	10	0,779	53,89	69,17	2,69	3,46
5,80	9	0,777	48,39	62,25	2,42	3,11
6,00	10	0,775	50,72	65,40	2,54	3,27
6,20	10	0,774	50,60	65,40	2,53	3,27
6,40	11	0,772	55,54	71,94	2,78	3,60
6,60	10	0,770	50,38	65,40	2,52	3,27
6,80	11	0,769	55,31	71,94	2,77	3,60
7,00	14	0,717	62,27	86,83	3,11	4,34
7,20	14	0,716	62,14	86,83	3,11	4,34
7,40	12	0,764	56,87	74,43	2,84	3,72
7,60	10	0,763	47,30	62,02	2,37	3,10
7,80	10	0,761	47,22	62,02	2,36	3,10
8,00	12	0,760	53,78	70,77	2,69	3,54
8,20	12	0,759	53,68	70,77	2,68	3,54
8,40	12	0,757	53,59	70,77	2,68	3,54
8,60	14	0,706	58,29	82,56	2,91	4,13
8,80	10	0,755	44,51	58,97	2,23	2,95
9,00	15	0,703	59,32	84,32	2,97	4,22
9,20	12	0,752	50,74	67,45	2,54	3,37
9,40	14	0,701	55,17	78,70	2,76	3,93
9,60	11	0,750	46,37	61,83	2,32	3,09
9,80	14	0,699	54,99	78,70	2,75	3,93
10,00	14	0,698	52,45	75,18	2,62	3,76
10,20	12	0,747	48,11	64,44	2,41	3,22

PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH1

Densità relativa

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Densità relativa (%)
1	9,32	0,00-1,00	Gibbs & Holtz 1957	37,82
2	21,55	1,00-2,20	Gibbs & Holtz 1957	52,57
3	9,43	2,20-4,40	Gibbs & Holtz 1957	28,65
4	17,48	4,40-10,20	Gibbs & Holtz 1957	32,14

Angolo di resistenza al taglio

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
1	9,32	0,00-1,00	Sowers (1961)	30,61
2	21,55	1,00-2,20	Sowers (1961)	34,03
3	9,43	2,20-4,40	Sowers (1961)	30,64
4	17,48	4,40-10,20	Sowers (1961)	32,89

Modulo di Young

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Modulo di Young (kg/cm²)
1	9,32	0,00-1,00	Schultze-Menzenbach	110,68
2	21,55	1,00-2,20	Schultze-Menzenbach	254,99
3	9,43	2,20-4,40	Schultze-Menzenbach	111,97
4	17,48	4,40-10,20	Schultze-Menzenbach	206,96

Modulo Edometrico

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Modulo Edometrico (kg/cm²)
1	9,32	0,00-1,00	Menzenbach e Malcev	70,99
2	21,55	1,00-2,20	Menzenbach e Malcev	129,30
3	9,43	2,20-4,40	Menzenbach e Malcev	71,38
4	17,48	4,40-10,20	Menzenbach e Malcev	104,88

Classificazione AGI

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
1	9,32	0,00-1,00	A.G.I	POCO ADDENSATO
2	21,55	1,00-2,20	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
3	9,43	2,20-4,40	A.G.I	POCO ADDENSATO
4	17,48	4,40-10,20	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
1	9,32	0,00-1,00	Meyerhof ed altri	1,71
2	21,55	1,00-2,20	Meyerhof ed altri	2,02
3	9,43	2,20-4,40	Meyerhof ed altri	1,71
4	17,48	4,40-10,20	Meyerhof ed altri	1,94

Modulo di Poisson

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
1	9,32	0,00-1,00	(A.G.I.)	0,34
2	21,55	1,00-2,20	(A.G.I.)	0,31
3	9,43	2,20-4,40	(A.G.I.)	0,34
4	17,48	4,40-10,20	(A.G.I.)	0,32

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	G (kg/cm²)
1	9,32	0,00-1,00	Ohsaki	529,86
2	21,55	1,00-2,20	Ohsaki	1165,07
3	9,43	2,20-4,40	Ohsaki	535,74
4	17,48	4,40-10,20	Ohsaki	956,98

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	K0
1	9,32	0,00-1,00	Navfac 1971-1982	1,96
2	21,55	1,00-2,20	Navfac 1971-1982	4,32
3	9,43	2,20-4,40	Navfac 1971-1982	1,98
4	17,48	4,40-10,20	Navfac 1971-1982	3,60

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA PROVA DPSH1



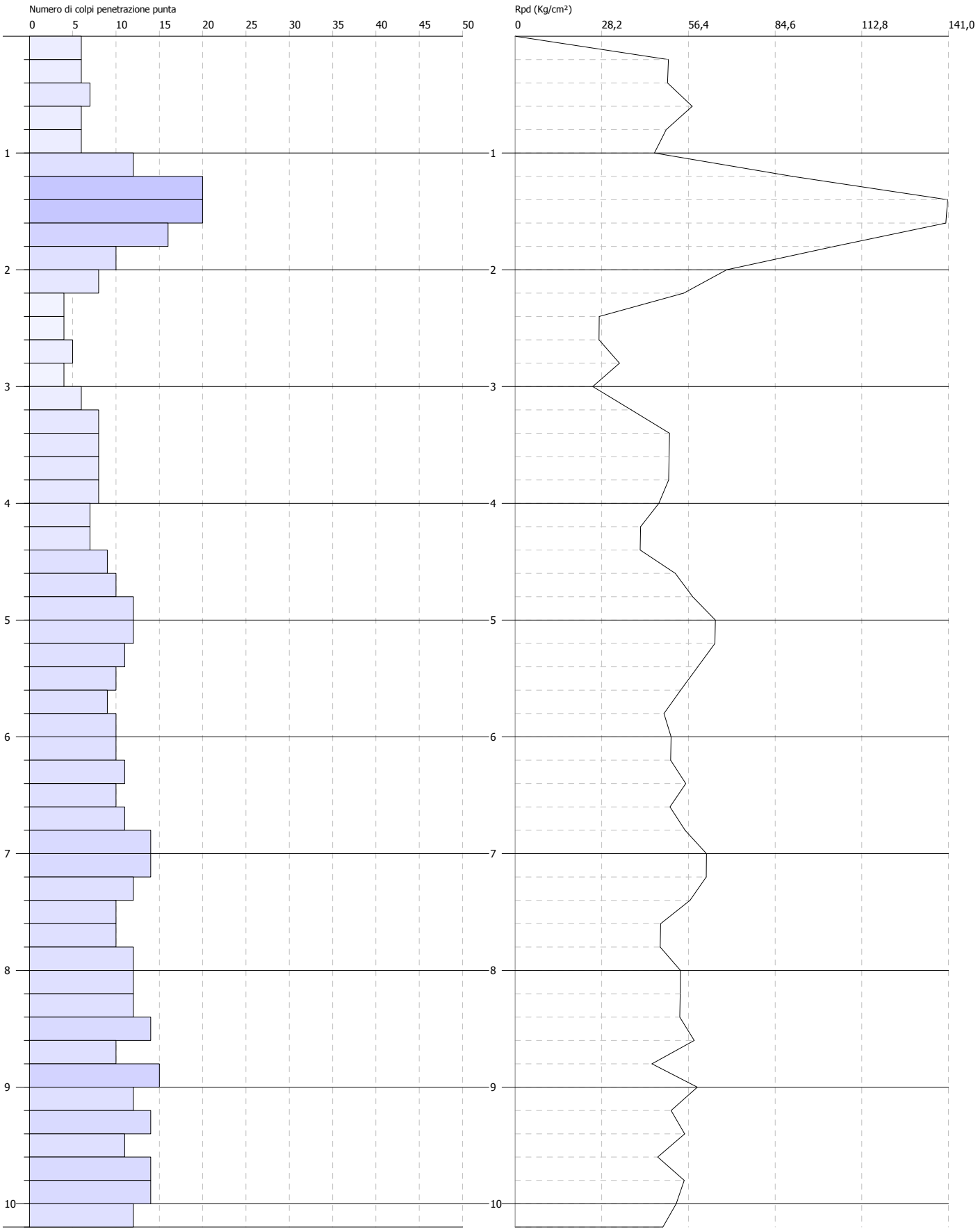
Dott. Geol. Filippo Pezzotti
pezzotti75@yahoo.it
3284146050

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

Committente: Immobiliare Zuma s.r.l.
Cantiere: Via Grandi
Località: Pavia

Data: 28/06/2016

Scala 1:45



PROVA DPSH2

Prova eseguita in data 28/06/2016
Profondità prova 10,20 m
Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (kg/cm²)	Res. dinamica (kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (kg/cm²)
0,20	7	0,855	58,14	68,02	2,91	3,40
0,40	6	0,851	49,61	58,31	2,48	2,92
0,60	8	0,847	65,85	77,74	3,29	3,89
0,80	9	0,843	73,76	87,46	3,69	4,37
1,00	15	0,790	106,50	134,85	5,32	6,74
1,20	10	0,836	75,18	89,90	3,76	4,49
1,40	15	0,783	105,57	134,85	5,28	6,74
1,60	14	0,780	98,11	125,86	4,91	6,29
1,80	14	0,776	97,71	125,86	4,89	6,29
2,00	12	0,823	82,61	100,36	4,13	5,02
2,20	10	0,820	68,59	83,63	3,43	4,18
2,40	6	0,817	41,00	50,18	2,05	2,51
2,60	5	0,814	34,05	41,82	1,70	2,09
2,80	5	0,811	33,93	41,82	1,70	2,09
3,00	4	0,809	25,29	31,27	1,26	1,56
3,20	5	0,806	31,51	39,09	1,58	1,95
3,40	4	0,803	25,13	31,27	1,26	1,56
3,60	8	0,801	50,09	62,55	2,50	3,13
3,80	8	0,798	49,94	62,55	2,50	3,13
4,00	7	0,796	40,90	51,38	2,05	2,57
4,20	6	0,794	34,96	44,04	1,75	2,20
4,40	8	0,791	46,47	58,72	2,32	2,94
4,60	5	0,789	28,97	36,70	1,45	1,84
4,80	8	0,787	46,22	58,72	2,31	2,94
5,00	12	0,785	65,16	83,01	3,26	4,15
5,20	11	0,783	59,58	76,09	2,98	3,80
5,40	11	0,781	59,43	76,09	2,97	3,80
5,60	10	0,779	53,89	69,17	2,69	3,46
5,80	12	0,777	64,52	83,01	3,23	4,15
6,00	12	0,775	60,86	78,48	3,04	3,92
6,20	10	0,774	50,60	65,40	2,53	3,27
6,40	10	0,772	50,49	65,40	2,52	3,27
6,60	12	0,770	60,46	78,48	3,02	3,92
6,80	14	0,719	65,81	91,56	3,29	4,58
7,00	14	0,717	62,27	86,83	3,11	4,34
7,20	9	0,766	42,74	55,82	2,14	2,79
7,40	15	0,714	66,44	93,03	3,32	4,65
7,60	10	0,763	47,30	62,02	2,37	3,10
7,80	10	0,761	47,22	62,02	2,36	3,10
8,00	10	0,760	44,82	58,97	2,24	2,95
8,20	11	0,759	49,21	64,87	2,46	3,24
8,40	15	0,707	62,56	88,46	3,13	4,42
8,60	10	0,756	44,58	58,97	2,23	2,95
8,80	12	0,755	53,41	70,77	2,67	3,54
9,00	12	0,753	50,83	67,45	2,54	3,37
9,20	14	0,702	55,27	78,70	2,76	3,93
9,40	11	0,751	46,44	61,83	2,32	3,09
9,60	12	0,750	50,59	67,45	2,53	3,37
9,80	12	0,749	50,51	67,45	2,53	3,37
10,00	15	0,698	56,20	80,54	2,81	4,03
10,20	12	0,747	48,11	64,44	2,41	3,22

PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH2

Densità relativa

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Densità relativa (%)
1	11,28	0,00-0,80	Gibbs & Holtz 1957	42,42
2	19,34	0,80-2,20	Gibbs & Holtz 1957	50,16
3	9,14	2,20-4,80	Gibbs & Holtz 1957	27,5
4	17,72	4,80-10,20	Gibbs & Holtz 1957	32,07

Angolo di resistenza al taglio

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
1	11,28	0,00-0,80	Sowers (1961)	31,16
2	19,34	0,80-2,20	Sowers (1961)	33,42
3	9,14	2,20-4,80	Sowers (1961)	30,56
4	17,72	4,80-10,20	Sowers (1961)	32,96

Modulo di Young

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Modulo di Young (kg/cm²)
1	11,28	0,00-0,80	Schultze-Menzenbach	133,80
2	19,34	0,80-2,20	Schultze-Menzenbach	228,91
3	9,14	2,20-4,80	Schultze-Menzenbach	108,55
4	17,72	4,80-10,20	Schultze-Menzenbach	209,80

Modulo Edometrico

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Modulo Edometrico (kg/cm²)
1	11,28	0,00-0,80	Menzenbach e Malcev	77,93
2	19,34	0,80-2,20	Menzenbach e Malcev	116,04
3	9,14	2,20-4,80	Menzenbach e Malcev	70,36
4	17,72	4,80-10,20	Menzenbach e Malcev	106,32

Classificazione AGI

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
1	11,28	0,00-0,80	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
2	19,34	0,80-2,20	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
3	9,14	2,20-4,80	A.G.I	POCO ADDENSATO
4	17,72	4,80-10,20	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
1	11,28	0,00-0,80	Meyerhof ed altri	1,77
2	19,34	0,80-2,20	Meyerhof ed altri	1,98
3	9,14	2,20-4,80	Meyerhof ed altri	1,70
4	17,72	4,80-10,20	Meyerhof ed altri	1,95

Modulo di Poisson

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
1	11,28	0,00-0,80	(A.G.I.)	0,33
2	19,34	0,80-2,20	(A.G.I.)	0,32
3	9,14	2,20-4,80	(A.G.I.)	0,34
4	17,72	4,80-10,20	(A.G.I.)	0,32

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	G (kg/cm²)
1	11,28	0,00-0,80	Ohsaki	633,99
2	19,34	0,80-2,20	Ohsaki	1052,40
3	9,14	2,20-4,80	Ohsaki	520,24
4	17,72	4,80-10,20	Ohsaki	969,32

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	K0
1	11,28	0,00-0,80	Navfac 1971-1982	2,37
2	19,34	0,80-2,20	Navfac 1971-1982	3,93
3	9,14	2,20-4,80	Navfac 1971-1982	1,92
4	17,72	4,80-10,20	Navfac 1971-1982	3,64

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA PROVA DPSH2



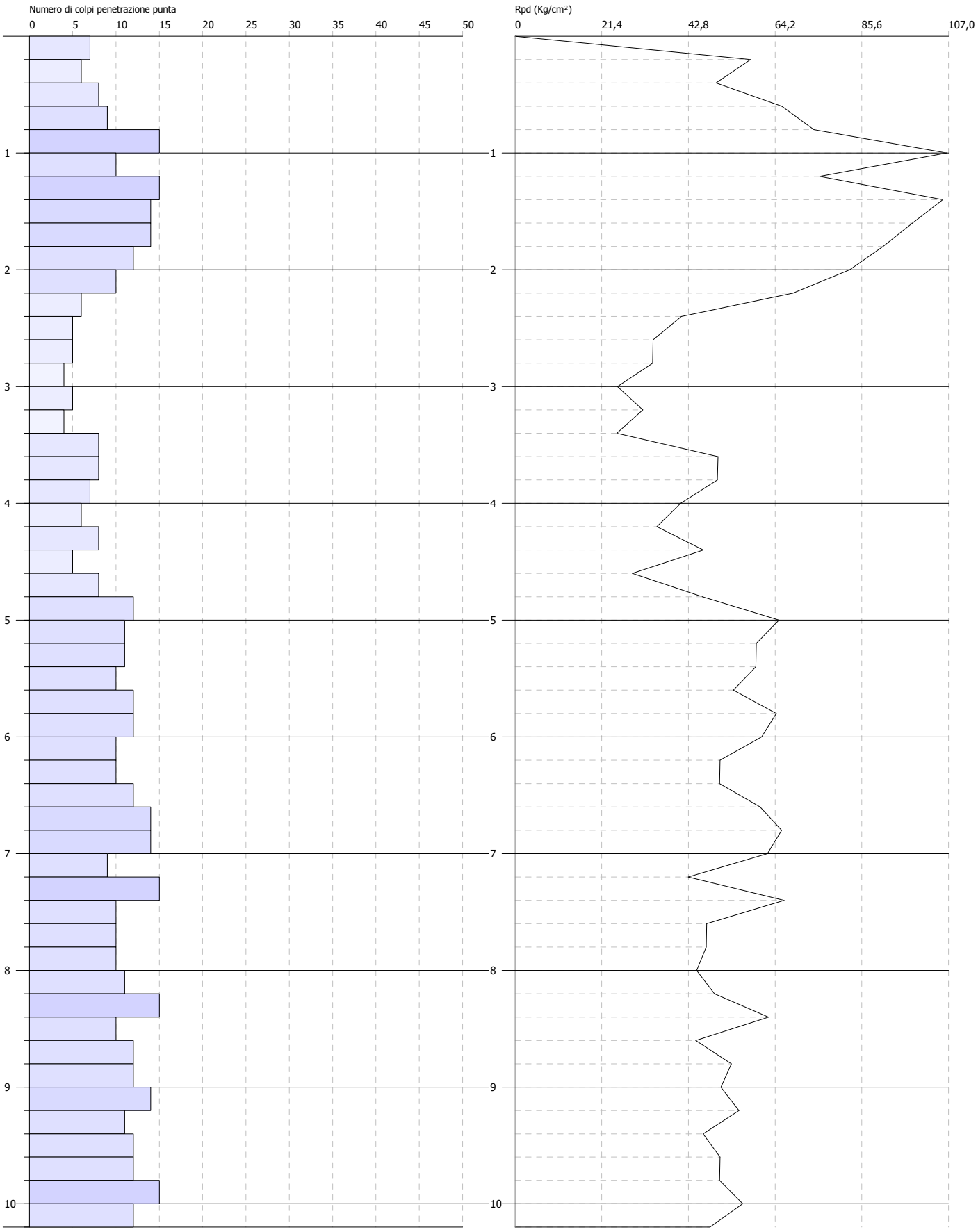
Dott. Geol. Filippo Pezzotti
pezzotti75@yahoo.it
3284146050

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

Committente: Immobiliare Zuma s.r.l.
Cantiere: Via Grandi
Località: Pavia

Data: 28/06/2016

Scala 1:45



PROVA DPSH3

Prova eseguita in data 28/06/2016
Profondità prova 10,20 m
Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (kg/cm²)	Res. dinamica (kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (kg/cm²)
0,20	5	0,855	41,53	48,59	2,08	2,43
0,40	2	0,851	16,54	19,44	0,83	0,97
0,60	3	0,847	24,69	29,15	1,23	1,46
0,80	6	0,843	49,17	58,31	2,46	2,92
1,00	4	0,840	30,20	35,96	1,51	1,80
1,20	20	0,786	141,37	179,80	7,07	8,99
1,40	15	0,783	105,57	134,85	5,28	6,74
1,60	18	0,780	126,15	161,82	6,31	8,09
1,80	13	0,776	90,73	116,87	4,54	5,84
2,00	7	0,823	48,19	58,54	2,41	2,93
2,20	4	0,820	27,44	33,45	1,37	1,67
2,40	4	0,817	27,34	33,45	1,37	1,67
2,60	4	0,814	27,24	33,45	1,36	1,67
2,80	4	0,811	27,14	33,45	1,36	1,67
3,00	5	0,809	31,61	39,09	1,58	1,95
3,20	7	0,806	44,11	54,73	2,21	2,74
3,40	8	0,803	50,25	62,55	2,51	3,13
3,60	8	0,801	50,09	62,55	2,50	3,13
3,80	5	0,798	31,21	39,09	1,56	1,95
4,00	8	0,796	46,74	58,72	2,34	2,94
4,20	5	0,794	29,13	36,70	1,46	1,84
4,40	9	0,791	52,28	66,06	2,61	3,30
4,60	11	0,789	63,73	80,74	3,19	4,04
4,80	13	0,737	70,34	95,42	3,52	4,77
5,00	13	0,735	66,10	89,92	3,30	4,50
5,20	14	0,733	70,98	96,84	3,55	4,84
5,40	14	0,731	70,79	96,84	3,54	4,84
5,60	15	0,729	75,65	103,76	3,78	5,19
5,80	17	0,727	85,52	117,59	4,28	5,88
6,00	16	0,725	75,92	104,64	3,80	5,23
6,20	12	0,774	60,72	78,48	3,04	3,92
6,40	11	0,772	55,54	71,94	2,78	3,60
6,60	10	0,770	50,38	65,40	2,52	3,27
6,80	14	0,719	65,81	91,56	3,29	4,58
7,00	15	0,717	66,72	93,03	3,34	4,65
7,20	10	0,766	47,49	62,02	2,37	3,10
7,40	10	0,764	47,39	62,02	2,37	3,10
7,60	12	0,763	56,77	74,43	2,84	3,72
7,80	12	0,761	56,66	74,43	2,83	3,72
8,00	15	0,710	62,80	88,46	3,14	4,42
8,20	12	0,759	53,68	70,77	2,68	3,54
8,40	12	0,757	53,59	70,77	2,68	3,54
8,60	11	0,756	49,04	64,87	2,45	3,24
8,80	14	0,705	58,18	82,56	2,91	4,13
9,00	10	0,753	42,35	56,21	2,12	2,81
9,20	10	0,752	42,29	56,21	2,11	2,81
9,40	15	0,701	59,12	84,32	2,96	4,22
9,60	12	0,750	50,59	67,45	2,53	3,37
9,80	14	0,699	54,99	78,70	2,75	3,93
10,00	14	0,698	52,45	75,18	2,62	3,76
10,20	12	0,747	48,11	64,44	2,41	3,22

PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH3

Densità relativa

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Densità relativa (%)
1	6,02	0,00-1,00	Gibbs & Holtz 1957	28,91
2	24,82	1,00-1,80	Gibbs & Holtz 1957	57,39
3	8,65	1,80-4,20	Gibbs & Holtz 1957	28,06
4	19	4,20-10,20	Gibbs & Holtz 1957	34,22

Angolo di resistenza al taglio

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
1	6,02	0,00-1,00	Sowers (1961)	29,69
2	24,82	1,00-1,80	Sowers (1961)	34,95
3	8,65	1,80-4,20	Sowers (1961)	30,42
4	19	4,20-10,20	Sowers (1961)	33,32

Modulo di Young

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Modulo di Young (kg/cm²)
1	6,02	0,00-1,00	Schultze-Menzenbach	91,17
2	24,82	1,00-1,80	Schultze-Menzenbach	293,58
3	8,65	1,80-4,20	Schultze-Menzenbach	102,77
4	19	4,20-10,20	Schultze-Menzenbach	224,90

Modulo Edometrico

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Modulo Edometrico (kg/cm²)
1	6,02	0,00-1,00	Menzenbach e Malcev	59,31
2	24,82	1,00-1,80	Menzenbach e Malcev	148,92
3	8,65	1,80-4,20	Menzenbach e Malcev	68,62
4	19	4,20-10,20	Menzenbach e Malcev	114,00

Classificazione AGI

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
1	6,02	0,00-1,00	A.G.I	POCO ADDENSATO
2	24,82	1,00-1,80	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
3	8,65	1,80-4,20	A.G.I	POCO ADDENSATO
4	19	4,20-10,20	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
1	6,02	0,00-1,00	Meyerhof ed altri	1,58
2	24,82	1,00-1,80	Meyerhof ed altri	2,07
3	8,65	1,80-4,20	Meyerhof ed altri	1,68
4	19	4,20-10,20	Meyerhof ed altri	1,97

Modulo di Poisson

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
1	6,02	0,00-1,00	(A.G.I.)	0,34
2	24,82	1,00-1,80	(A.G.I.)	0,31
3	8,65	1,80-4,20	(A.G.I.)	0,34
4	19	4,20-10,20	(A.G.I.)	0,32

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	G (kg/cm²)
1	6,02	0,00-1,00	Ohsaki	351,35
2	24,82	1,00-1,80	Ohsaki	1330,54
3	8,65	1,80-4,20	Ohsaki	493,98
4	19	4,20-10,20	Ohsaki	1035,00

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	K0
1	6,02	0,00-1,00	Navfac 1971-1982	1,22
2	24,82	1,00-1,80	Navfac 1971-1982	4,85
3	8,65	1,80-4,20	Navfac 1971-1982	1,81
4	19	4,20-10,20	Navfac 1971-1982	3,87

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA PROVA DPSH3



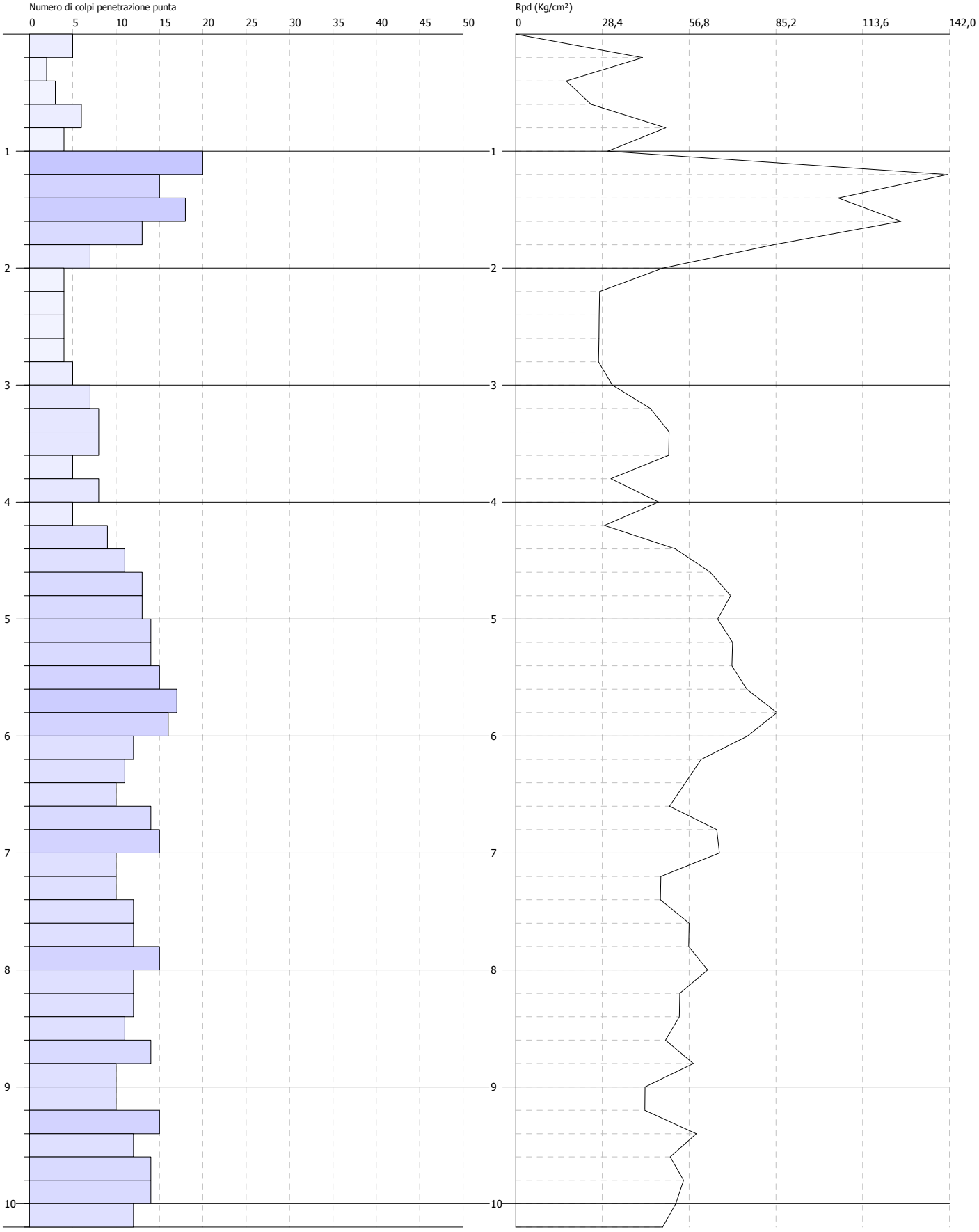
Dott. Geol. Filippo Pezzotti
pezzotti75@yahoo.it
3284146050

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH3
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: Immobiliare Zuma s.r.l.
Cantiere: Via Grandi
Località: Pavia

Data: 28/06/2016

Scala 1:45



PROVA DPSH4

Prova eseguita in data 28/06/2016
Profondità prova 10,20 m
Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (kg/cm²)	Res. dinamica (kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (kg/cm²)
0,20	5	0,855	41,53	48,59	2,08	2,43
0,40	7	0,851	57,87	68,02	2,89	3,40
0,60	7	0,847	57,62	68,02	2,88	3,40
0,80	6	0,843	49,17	58,31	2,46	2,92
1,00	7	0,840	52,84	62,93	2,64	3,15
1,20	5	0,836	37,59	44,95	1,88	2,25
1,40	12	0,833	89,85	107,88	4,49	5,39
1,60	13	0,780	91,10	116,87	4,56	5,84
1,80	13	0,776	90,73	116,87	4,54	5,84
2,00	12	0,823	82,61	100,36	4,13	5,02
2,20	6	0,820	41,15	50,18	2,06	2,51
2,40	4	0,817	27,34	33,45	1,37	1,67
2,60	4	0,814	27,24	33,45	1,36	1,67
2,80	5	0,811	33,93	41,82	1,70	2,09
3,00	4	0,809	25,29	31,27	1,26	1,56
3,20	5	0,806	31,51	39,09	1,58	1,95
3,40	7	0,803	43,97	54,73	2,20	2,74
3,60	7	0,801	43,83	54,73	2,19	2,74
3,80	4	0,798	24,97	31,27	1,25	1,56
4,00	5	0,796	29,22	36,70	1,46	1,84
4,20	6	0,794	34,96	44,04	1,75	2,20
4,40	4	0,791	23,24	29,36	1,16	1,47
4,60	9	0,789	52,14	66,06	2,61	3,30
4,80	11	0,787	63,55	80,74	3,18	4,04
5,00	13	0,735	66,10	89,92	3,30	4,50
5,20	12	0,783	64,99	83,01	3,25	4,15
5,40	12	0,781	64,83	83,01	3,24	4,15
5,60	14	0,729	70,61	96,84	3,53	4,84
5,80	10	0,777	53,77	69,17	2,69	3,46
6,00	12	0,775	60,86	78,48	3,04	3,92
6,20	12	0,774	60,72	78,48	3,04	3,92
6,40	11	0,772	55,54	71,94	2,78	3,60
6,60	12	0,770	60,46	78,48	3,02	3,92
6,80	14	0,719	65,81	91,56	3,29	4,58
7,00	14	0,717	62,27	86,83	3,11	4,34
7,20	15	0,716	66,58	93,03	3,33	4,65
7,40	10	0,764	47,39	62,02	2,37	3,10
7,60	12	0,763	56,77	74,43	2,84	3,72
7,80	15	0,711	66,17	93,03	3,31	4,65
8,00	12	0,760	53,78	70,77	2,69	3,54
8,20	10	0,759	44,74	58,97	2,24	2,95
8,40	11	0,757	49,12	64,87	2,46	3,24
8,60	12	0,756	53,50	70,77	2,67	3,54
8,80	11	0,755	48,96	64,87	2,45	3,24
9,00	12	0,753	50,83	67,45	2,54	3,37
9,20	12	0,752	50,74	67,45	2,54	3,37
9,40	12	0,751	50,67	67,45	2,53	3,37
9,60	10	0,750	42,16	56,21	2,11	2,81
9,80	15	0,699	58,92	84,32	2,95	4,22
10,00	12	0,748	48,18	64,44	2,41	3,22
10,20	12	0,747	48,11	64,44	2,41	3,22

PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH4

Densità relativa

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Densità relativa (%)
1	9,28	0.00-1,20	Gibbs & Holtz 1957	37,32
2	18,8	1,20-2,00	Gibbs & Holtz 1957	49,39
3	7,64	2,00-4,40	Gibbs & Holtz 1957	25,16
4	18,09	4,40-10,20	Gibbs & Holtz 1957	33,13

Angolo di resistenza al taglio

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
1	9,28	0.00-1,20	Sowers (1961)	30,60
2	18,8	1,20-2,00	Sowers (1961)	33,26
3	7,64	2,00-4,40	Sowers (1961)	30,14
4	18,09	4,40-10,20	Sowers (1961)	33,07

Modulo di Young

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Modulo di Young (kg/cm²)
1	9,28	0.00-1,20	Schultze-Menzenbach	110,20
2	18,8	1,20-2,00	Schultze-Menzenbach	222,54
3	7,64	2,00-4,40	Schultze-Menzenbach	96,51
4	18,09	4,40-10,20	Schultze-Menzenbach	214,16

Modulo Edometrico

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Modulo Edometrico (kg/cm²)
1	9,28	0.00-1,20	Menzenbach e Malcev	70,85
2	18,8	1,20-2,00	Menzenbach e Malcev	112,80
3	7,64	2,00-4,40	Menzenbach e Malcev	65,05
4	18,09	4,40-10,20	Menzenbach e Malcev	108,54

Classificazione AGI

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
1	9,28	0.00-1,20	A.G.I	POCO ADDENSATO
2	18,8	1,20-2,00	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
3	7,64	2,00-4,40	A.G.I	POCO ADDENSATO
4	18,09	4,40-10,20	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
1	9,28	0.00-1,20	Meyerhof ed altri	1,71
2	18,8	1,20-2,00	Meyerhof ed altri	1,97
3	7,64	2,00-4,40	Meyerhof ed altri	1,65
4	18,09	4,40-10,20	Meyerhof ed altri	1,95

Modulo di Poisson

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
1	9,28	0.00-1,20	(A.G.I.)	0,34
2	18,8	1,20-2,00	(A.G.I.)	0,32
3	7,64	2,00-4,40	(A.G.I.)	0,34
4	18,09	4,40-10,20	(A.G.I.)	0,32

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	G (kg/cm²)
1	9,28	0.00-1,20	Ohsaki	527,73
2	18,8	1,20-2,00	Ohsaki	1024,76
3	7,64	2,00-4,40	Ohsaki	439,56
4	18,09	4,40-10,20	Ohsaki	988,34

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Strato	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	K0
1	9,28	0.00-1,20	Navfac 1971-1982	1,95
2	18,8	1,20-2,00	Navfac 1971-1982	3,84
3	7,64	2,00-4,40	Navfac 1971-1982	1,59
4	18,09	4,40-10,20	Navfac 1971-1982	3,71

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA PROVA DPSH4



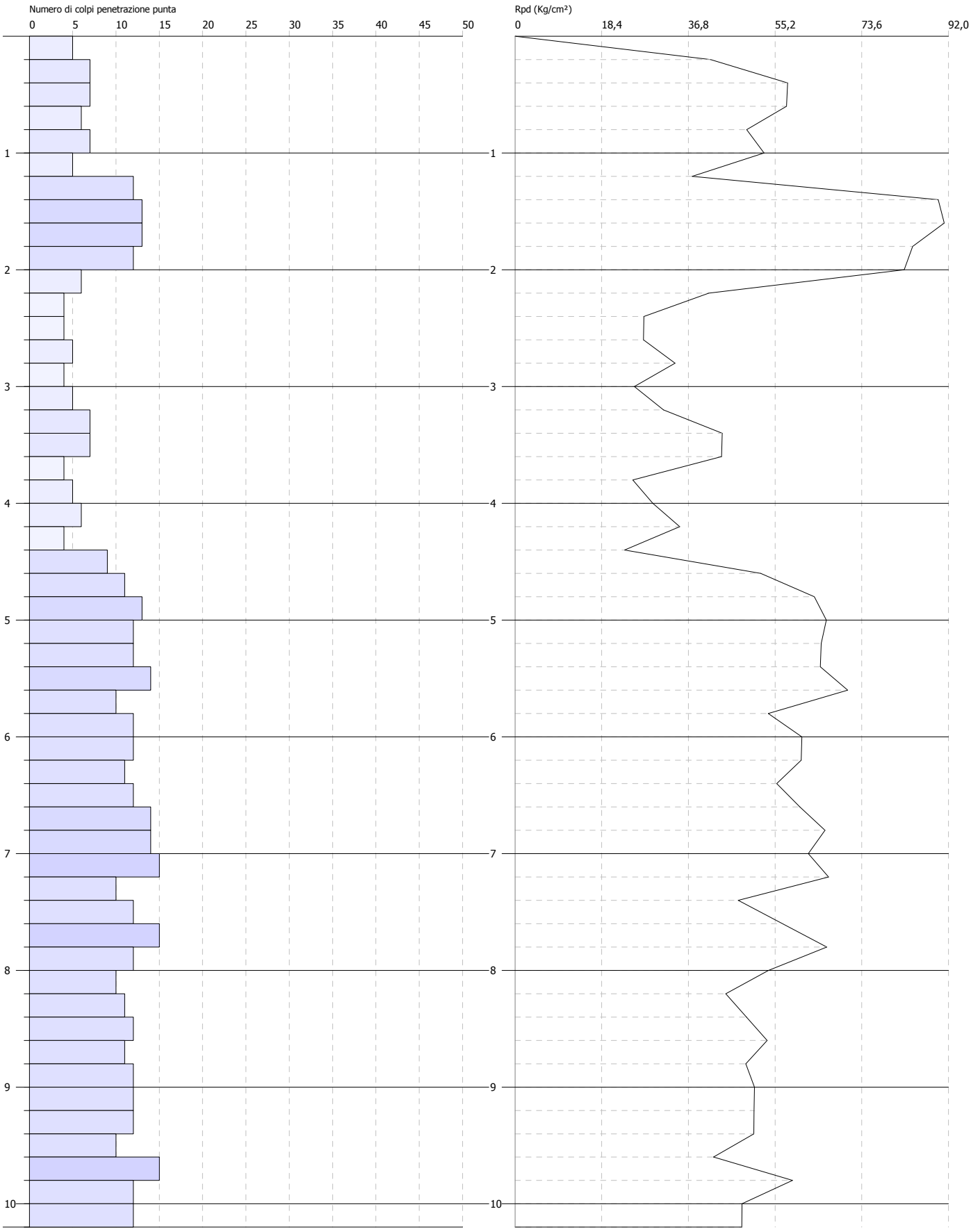
Dott. Geol. Filippo Pezzotti
pezzotti75@yahoo.it
3284146050

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH4
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: Immobiliare Zuma s.r.l.
Cantiere: Via Grandi
Località: Pavia

Data: 28/06/2016

Scala 1:45



ALLEGATO 2

INDAGINE SISMICA MASW

Committente	Immobiliare Zuma s.r.l.
Cantiere	Via Grandi
Località	Pavia
Data	28/06/2016





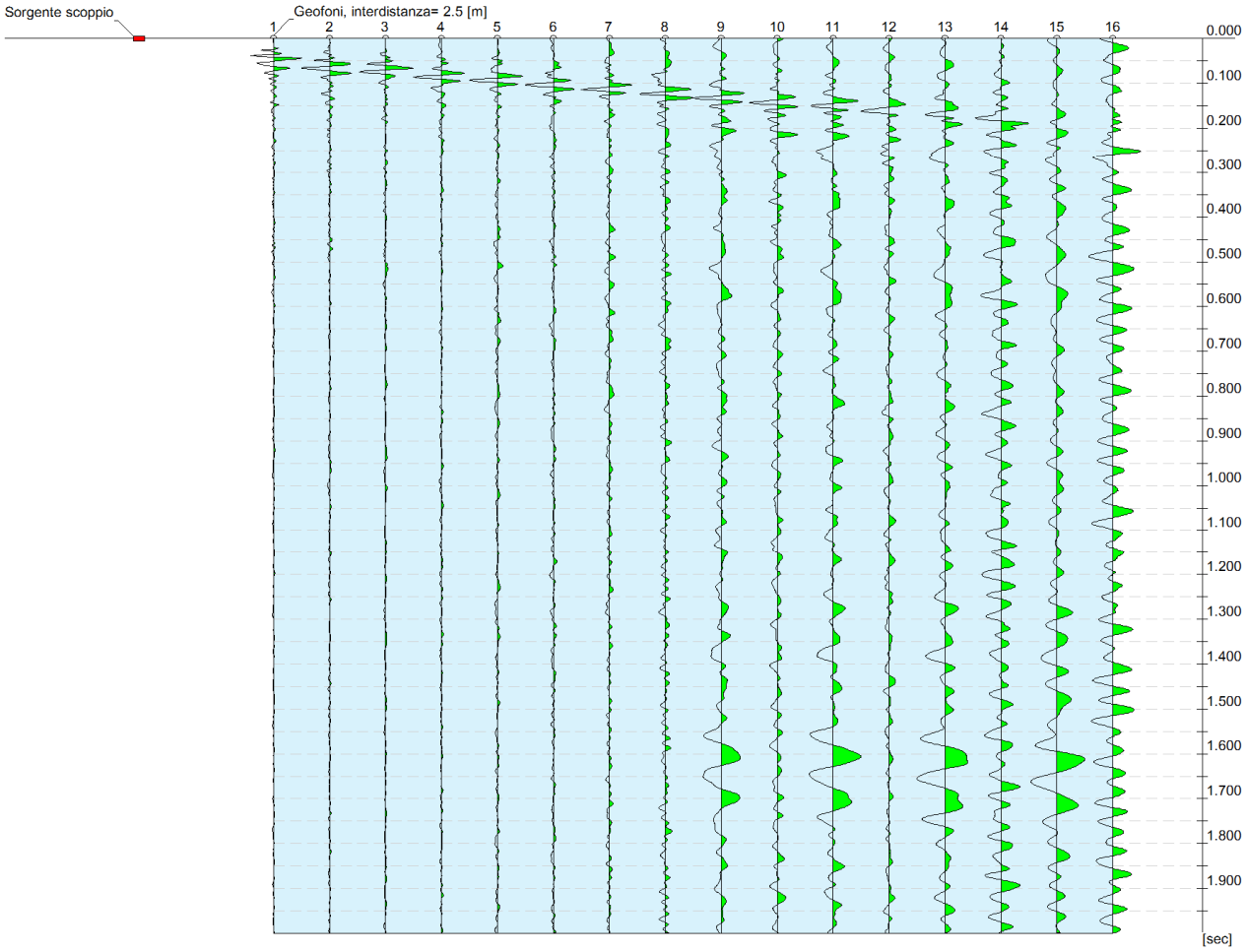


- Sismografo tipo “DoReMi” multicanale (SARA electronic instruments)
- Frequenza di campionamento 1000 Hz
- Sensori verticali (geofoni) da 4.5 Hz

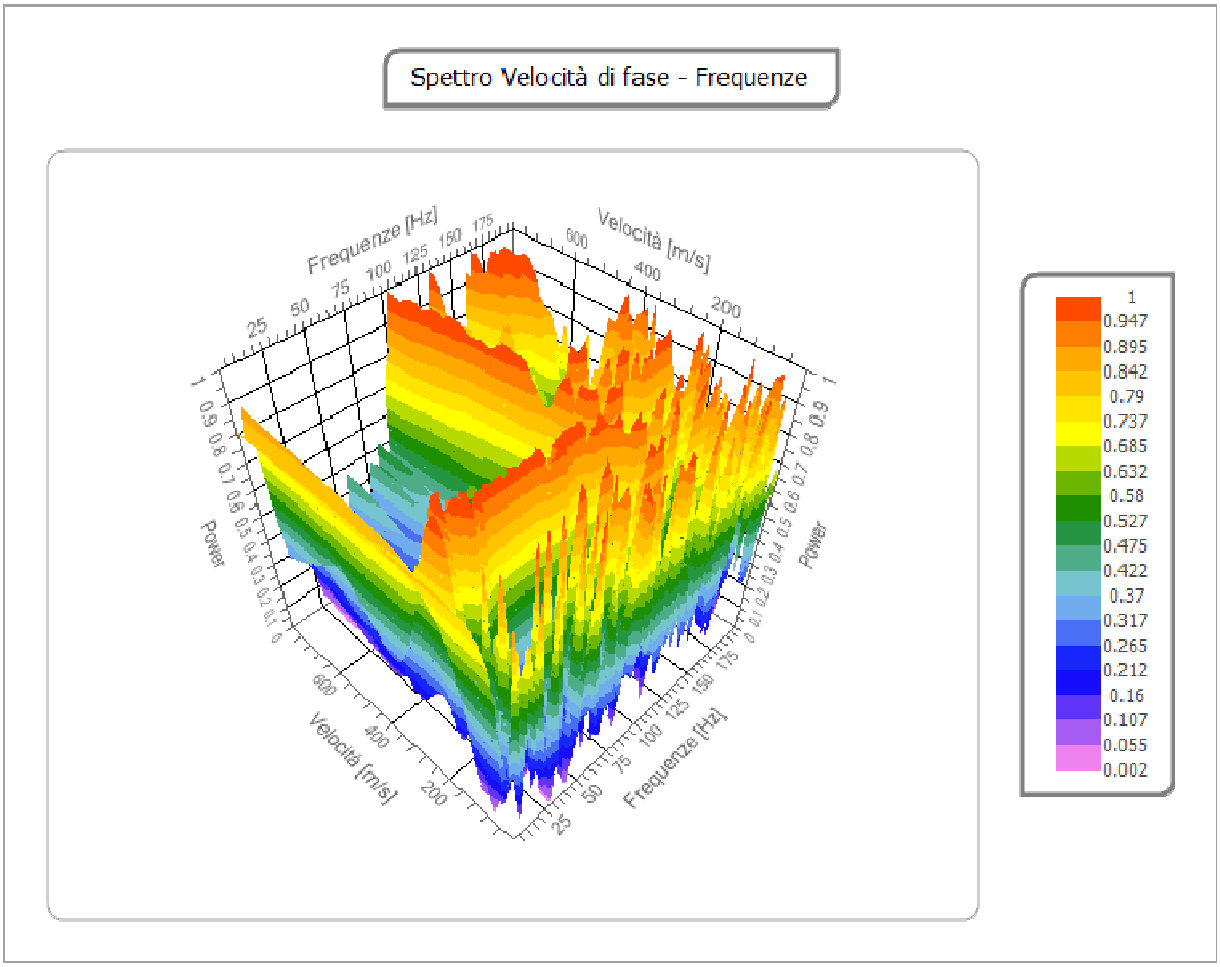
SISMOGRAMMA

- Numero tracce 16
- Durata acquisizione 2000 msec
- Interdistanza geofonica 2,50 m
- Periodo di campionamento 1 msec

Committente: Zuma
Cantiere: Via Grandi
Località: Pavia
Data: 28/06/2016

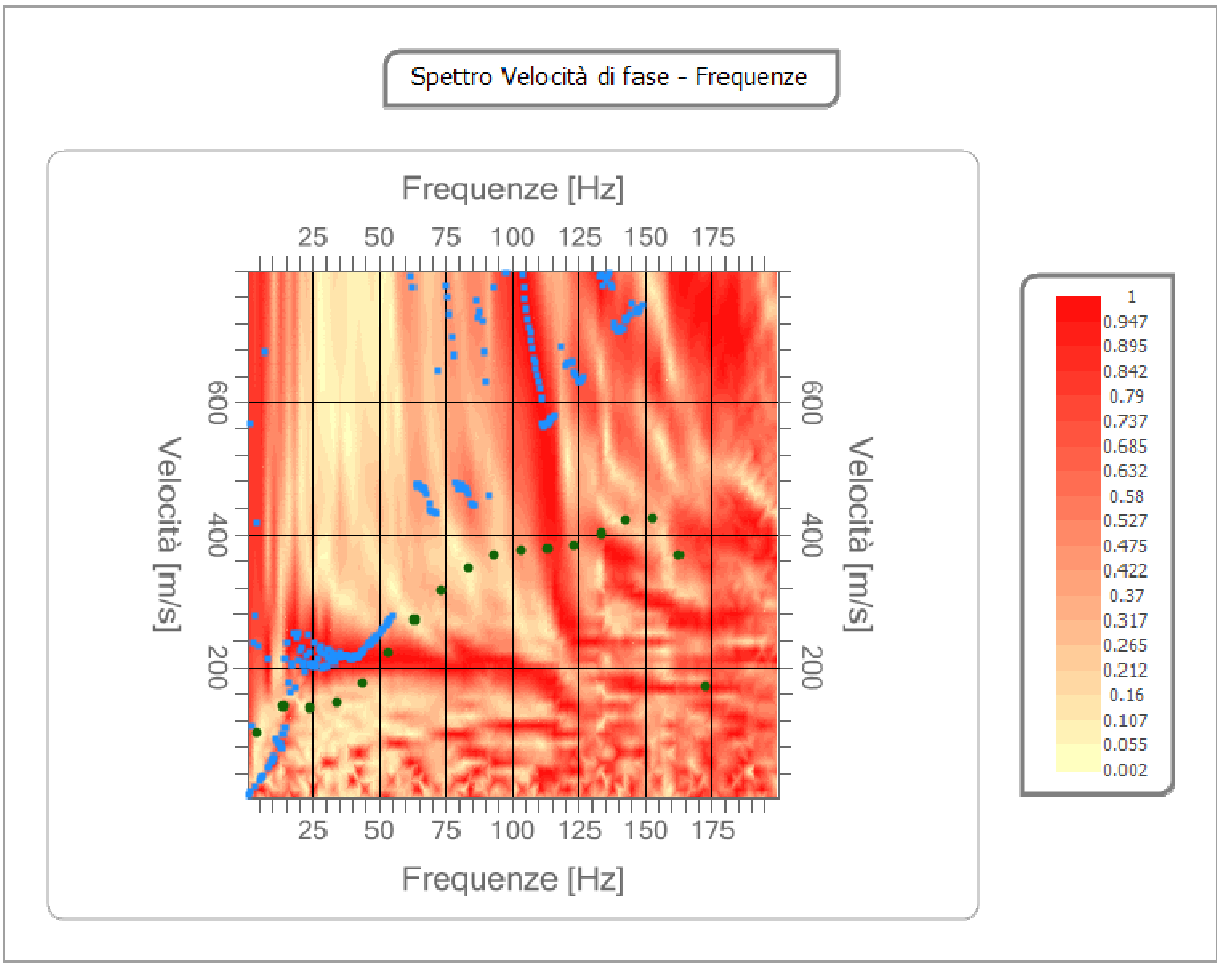


ANALISI SPETTRALE



- Frequenza minima di elaborazione 1 Hz
- Frequenza massima di elaborazione 200 Hz
- Velocità minima di elaborazione 1 m/sec
- Velocità massima di elaborazione 800 m/sec
- Intervallo velocità 1 m/sec

CURVA DI DISPERSIONE



n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]
1	4.3	100.0
2	14.2	139.9
3	24.1	137.0
4	34.0	147.0
5	44.0	176.8
6	53.9	221.7
7	63.8	271.8
8	73.7	316.9
9	83.6	349.8
10	93.5	368.5
11	103.4	375.8
12	113.3	378.7
13	123.2	385.4
14	133.2	400.8
15	143.1	421.0
16	153.0	425.6
17	162.9	369.1
18	172.8	170.3

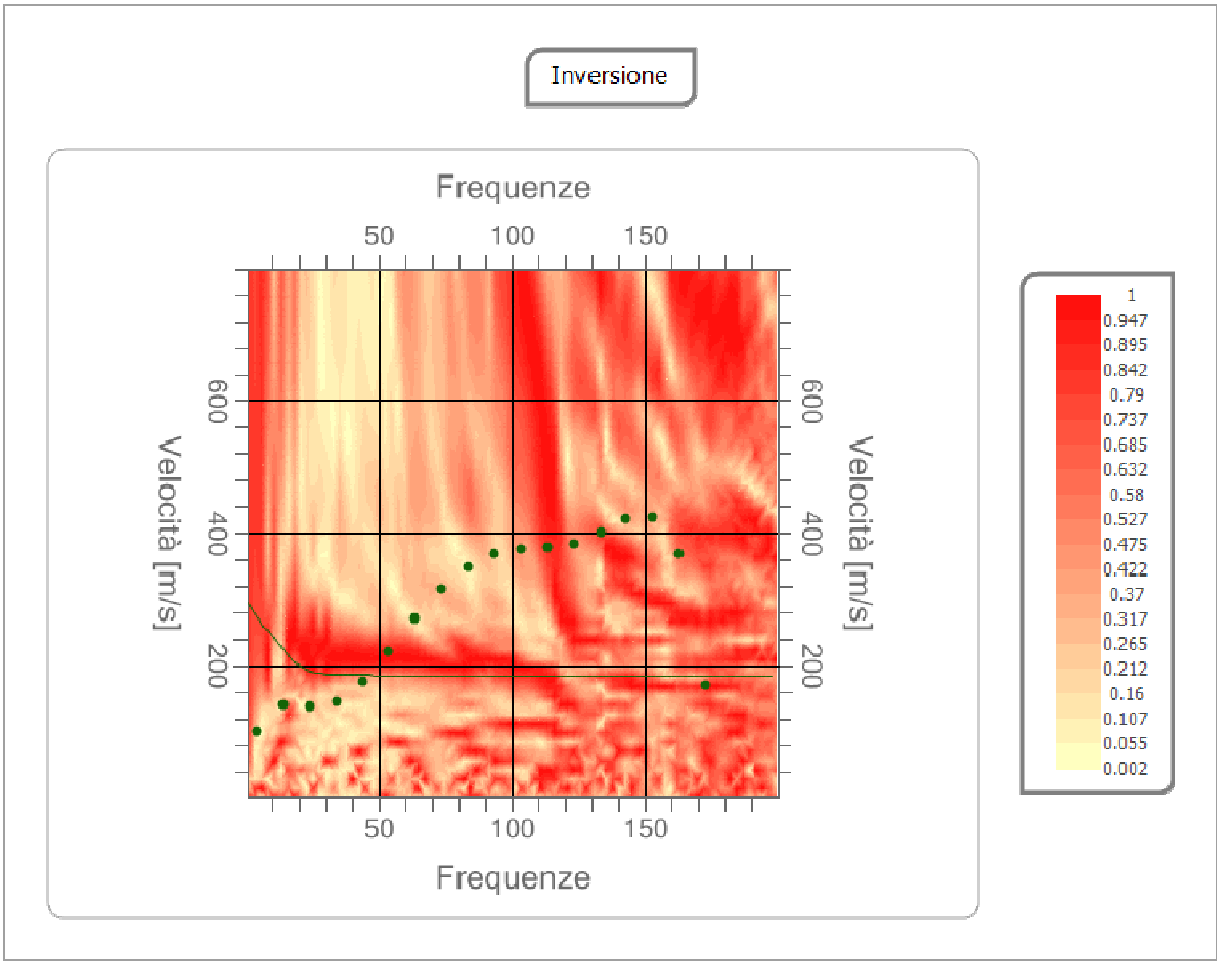
INVERSIONE

Inversione

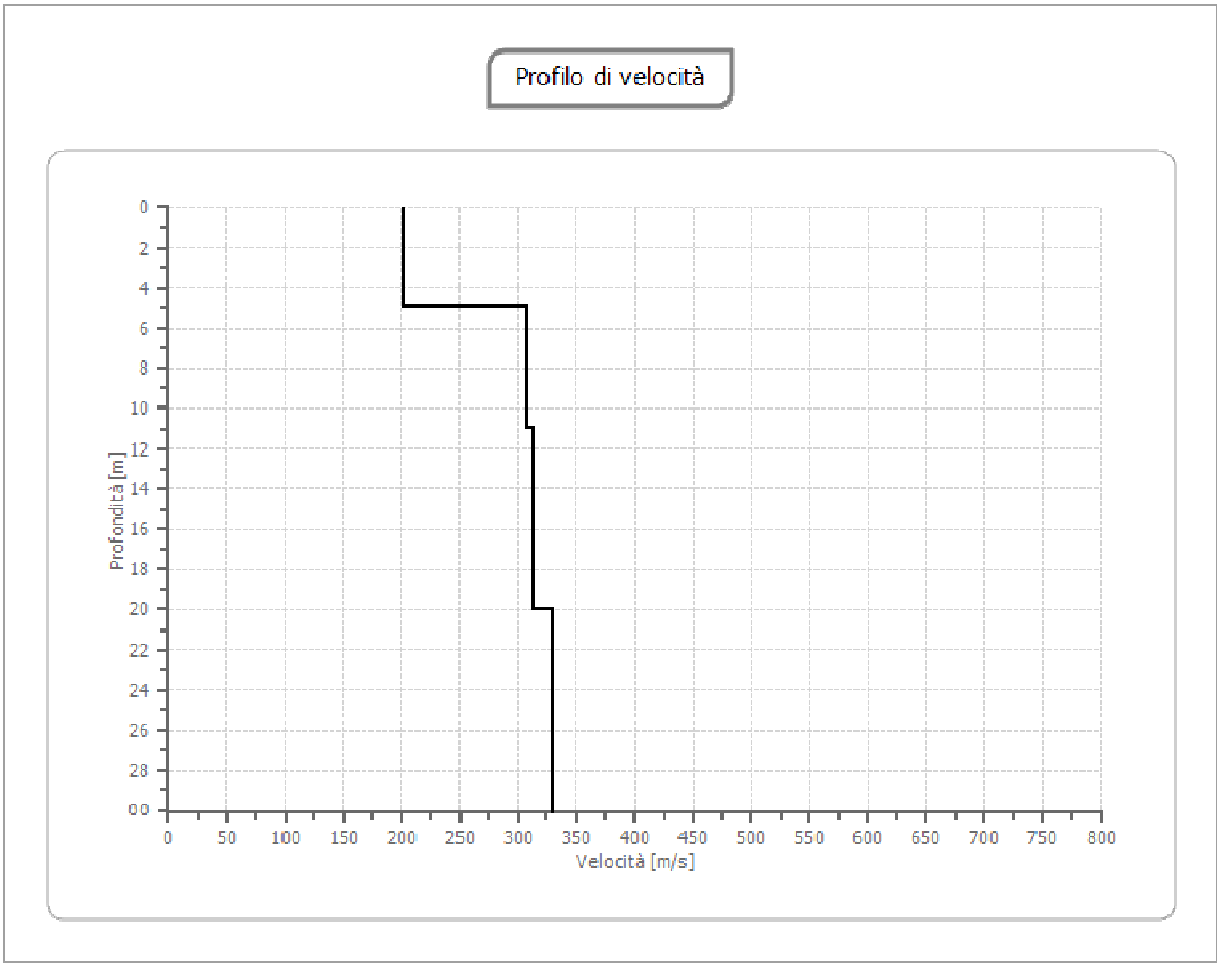
n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	5.00	5.00	330.6	202.4
2	11.00	6.00	501.4	307.1
3	20.00	9.00	510.6	312.7
4	30,08	10,08	537.8	329.4

Percentuale di errore 10.763 %

Fattore di disadattamento della soluzione 0.218



RISULTATI



- **VS30** **290,18 m/s**
- **Categoria di sottosuolo** **C**
- **Suolo di tipo C** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 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).

ISTITUTI CLINICI SCIENTIFICI MAUGERI

VIA SALVATORE MAUGERI 4, 27100 PAVIA



ISTITUTO SCIENTIFICO DI PAVIA, VIA S. MAUGERI N.10

INSTALLAZIONE DI IMPIANTO DI COGENERAZIONE ALIMENTATO DA FONTI CONVENZIONALI CON POTENZA INFERIORE A 3 MWt

COMMITTENTE:

ISTITUTI CLINICI SCIENTIFICI MAUGERI
VIA SALVATORE MAUGERI 4, 27100 PAVIA

GEOLOGO:

Gianluca Nascimbene
Via Aldo Moro 5, 27028 San Martino Siccomario
e-mail: ecogis@ecogis.it
tel. 0382 - 1750334

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
Dr. Geologo
GIANLUCA NASCIMBENE
n. 1076

FASE E TIPO ELABORATO:

COMUNICAZIONE DI DEPOSITO SISMICO E DENUNCIA C.A.

OGGETTO:

RELAZIONE GEOLOGICA

PREPARAZIONE:	CONTROLLO:	APPROVATO:	AGGIORNAMENTI:	1	2
GN	GN	GN	3	4	5

FILE:	DATA:	SCALA:	
Relazione geologica.pdf	Novembre 2017	--	RG

INDICE

1. PREMESSA 2

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO 3

2.1 ASPETTI GEOGRAFICI E GEOLITOLOGICI 3

2.2. IDROGRAFIA SOTTERRANEA 5

2.2.1. MOVIMENTI DELL'ACQUA NEL TERRENO 8

2.3 PERICOLOSITÀ E FATTIBILITÀ GEOLOGICA 10

3. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE 16

3.1 MISURA DELLA VS30 TRAMITE LA TECNICA "MASW" 19

3.1.1 Analisi dei risultati 21

3.1.2. Risultati 29

3.1.3. Altri parametri 29

3.2 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ SISMICA DELL'AREA (VERIFICA DI II LIVELLO) 30

3.3 PARAMETRI SISMICI 36

3.4 FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE 39

3.5 ANALISI DEL RISCHIO ALLA LIQUEFAZIONE 41

4 INDAGINI GEOTECNICHE PREGRESSE 41

4.1 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE 46

5 INTERVENTI IN PROGETTO 50

6 SCAVI 52

7 TERRE E ROCCE DA SCAVO 53

8 CARICO LIMITE 54

9 CONCLUSIONI 57

1. PREMESSA

La presente relazione geologico-sismica è stata redatta a supporto del progetto per l'istallazione di un gruppo di cogenerazione presso gli ICS della "Fondazione Salvatore Maugeri – Clinica del lavoro e della Riabilitazione".

Lo studio ha comportato un rilievo geomorfologico di dettaglio della zona interessata dal progetto e di un suo significativo intorno, per la caratterizzazione geologica dell'area e la realizzazione di uno stendimento sismico, atto a definire la categoria di sottosuolo da un punto di vista sismico (MASW).

Tale indagine è stata suffragata inoltre, da una ricerca bibliografica per la consultazione di studi pregressi e da un confronto con indagini geognostiche condotte in aree limitrofe in particolare sono state analizzate le indagini geotecniche pregresse, eseguite per l'edificazioni "Nuovo Centro Medico di Pavia – Clinica del Lavoro" nel 1992.

NORMATIVA NAZIONALE DI RIFERIMENTO

- ✓ **D.M.LL.PP. 11/03/88** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- ✓ **D.M. 9 Gennaio 1996** Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi
- ✓ **D.M.16 Gennaio 1996** Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- ✓ **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003**

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.05.2003)

- ✓ **Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003** Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003
- ✓ **OPCM 3 maggio 2005** Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche" (Ordinanza n. 3431)–(G.U.n.107del10 maggio2005–Suppl.Ord.n. 85)
- ✓ **D.M. 14 gennaio 2008** Nuove norme tecniche per le costruzioni 2008
- ✓ **Eurocodice 7** Progettazione geotecnica
- ✓ **Eurocodice 8** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- ✓ **D.g.r. 30 marzo 2016 - n. X/5001** Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

2.1 Aspetti geografici e geolitologici

L'area oggetto d'indagine, è ubicata nella porzione orientale del centro abitato di Pavia, presso la "Fondazione Maugeri", ad una quota topografia di circa 82 m s.l.m. Il territorio analizzato è compreso nella sezione B7b3 della C.T.R a scala 1:10.000 e nella Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100000 nel Foglio n° 59"Pavia".

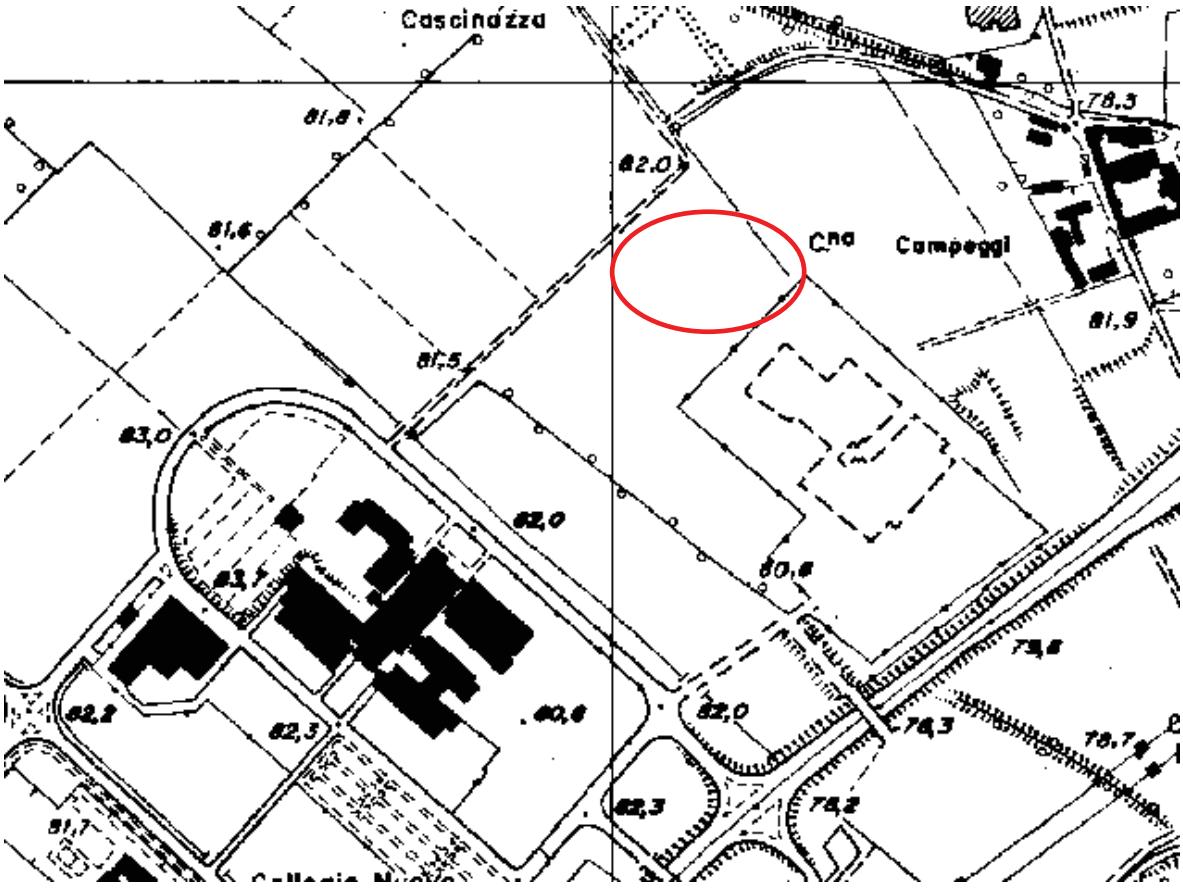


Fig.1 –Stralcio carta CTR 1:10000

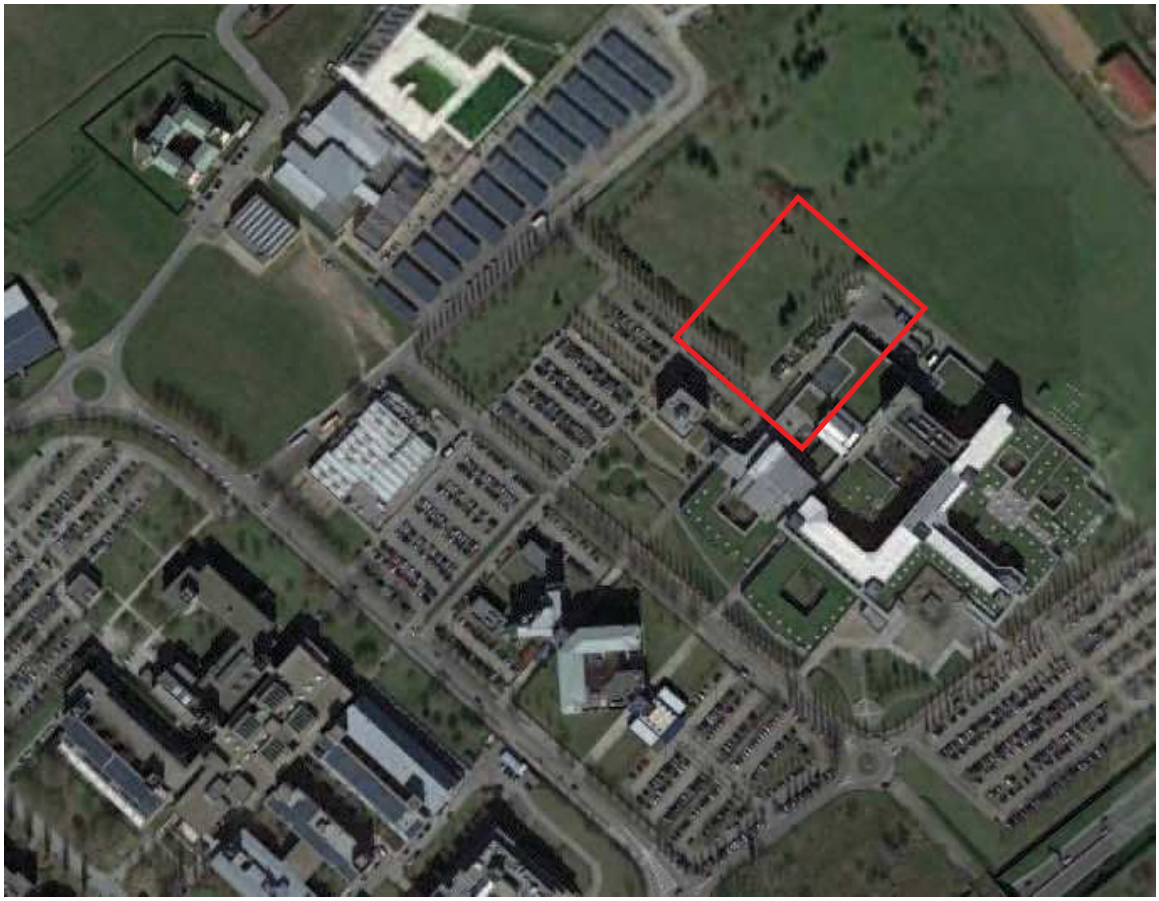


Fig.2 - Immagine satellitare (Google Earth)

Dal punto di vista geologico i terreni appartengono al *Fluviale wurm* (Pleistocene sup.) ossia depositi del Fiume Po e dei suoi affluenti, in questo caso principalmente del F. Ticino, costituiti da una successione di materiali sabbiosi più o meno ricchi di intervalli ghiaiosi, inglobanti lenti, di varia estensione areale e potenza, di materiali limoso – argillosi.

Le coltri limose - argillose (da riferirsi a fasi di stanca della deposizione fluviale), costituiscono il tetto parzialmente impermeabile per il sottostante sistema idrogeologico a falde acquifere confinate. Tali depositi sono attribuiti al "Piano generale Terrazzato" della pianura lombarda. Il Fiume Ticino, che attualmente scorre con direzione Ovest-Est a circa 1.8 km a Sud dell'ara in esame, durante il suo corso millenario, mediante la sua azione di erosione e deposizione ha successivamente modellato la pianura secondo una serie di terrazzamenti, lanche e stagni che ne costituiscono attualmente la caratteristica morfologica principale dell'intero territorio pavese.



Fig. 3 – Carta geologica d'Italia – Foglio 56 "Pavia"

2.2. Idrografia sotterranea

Il sottosuolo della pianura pavese è costituito da sedimenti appartenenti al sistema deposizionale plio-pleistocenico padano; l'intera successione continentale raggiunge spessori variabili in funzione della presenza di morfostrutture sepolte, modellate nel basamento marino e localizzate in corrispondenza dei fronti di sovrascorrimento appenninici .

Dall'analisi dello schema riportato in figura 4 è possibile riconoscere a partire dalle unità litologica più vecchia la seguente successione :

- ✓ basamento sedimentario marino (Pliocene-Pleistocene inf.) costituito da marne argillose siltose ed argille siltose;
- ✓ sequenza di depositi continentali (Pleistocene medio-sup.-Olocene) così distinti:
  - o depositi di origine palustre-lacustre (corrispondenti al Villafranchiano) costituiti dall'alternanza di orizzonti limoso argillosi con ricorrenti livelli sabbiosi;
  - o depositi di origine fluviale (Pleistocene medio-sup.) per lo più costituiti da ghiaie e sabbie, a cui si intercalano orizzonti limosi e argillosi (materasso alluvionale)

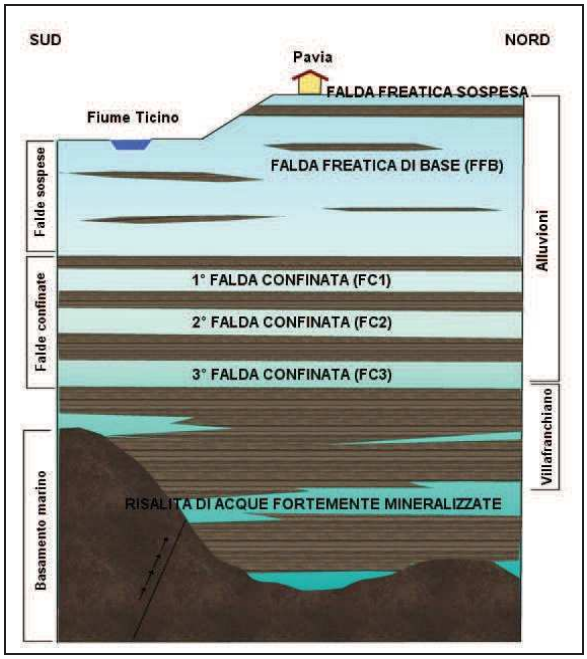


Fig. 4 – Schema delle unità idrogeologiche presenti nel sottosuolo di Pavia (tratto da Atti Ticinesi di Scienze della Terra – Vol. XL - Università idrogeologico delle falde – 1988)

Da un punto di vista idrodinamico si possono così contraddistinguere:

- il basamento marino caratterizzato da un comportamento per lo più impermeabile,
- il Villafranchiano contraddistinto da un regime artesiano condizionato dalle morfo-strutture sepolte.
- le alluvioni superficiali caratterizzate da una falda libera, con un livello piezometrico che si attesta a pochi metri di profondità dalla superficie topografica, e da diversi acquiferi via via più profondi a falda confinata. Il primo acquifero è caratterizzato dalla netta prevalenza di litotipi sabbiosi a cui si intercalano lenti argillose-limose di spessore ed estensione areale limitati.

Nella pianura pavese, all'interno del materasso alluvionale si possono distinguere una falda libera superficiale (falda freatica sospesa FFS, falda freatica di base FFB), la cui soggiacenza è prossima alla superficie topografica e, in profondità, un sistema sovrapposto di falde confinate (FC1 –FC2 –FC3). Nell'ambito del **primo acquifero** (a pelo libero) **(FFS)** sono spesso rilevabili falde sospese assai prossime al piano campagna che traggono la propria alimentazione dall'infiltrazione delle acque di precipitazione e, in particolar modo, dalle pratiche irrigue. La **falda freatica** di base **(FFB)** sottostante costituisce un serbatoio a livello regionale ma presenta un grado elevato di vulnerabilità per l'assenza di copertura a bassa conducibilità idraulica, quindi facilmente accessibile alle sostanze inquinanti. Nella fattispecie il corpo idrico insito nel materasso alluvionale, ad elevata permeabilità, risulta normalmente contraddistinto da un regime palesemente freatico, fatte eccezioni dovute a fenomeni di semiconfinamento legati alla presenza di un tetto argilloso. La locale presenza di discontinui livelli semipermeabili può provocare la stagionale formazione di ulteriori falde sospese a quote topografiche superiori a quella normalmente individuata. Le sequenze litologiche che caratterizzano gli acquiferi

conseguono potenze di oltre 200 m e le perforazioni testimoniano la presenza di almeno quattro falde sovrapposte con caratteristiche idrogeologiche peculiari dipendenti dal mezzo che le contiene. Circa l'alimentazione delle falde che permeano il sottosuolo di questa porzione di pianura si ritiene che l'apporto più consistente derivi da zone dell'alto milanese. La locale presenza di discontinui livelli semipermeabili soprastanti l'orizzonte che sostiene la prima falda libera può provocare la stagionale formazione di ulteriori falde "sospese" a quote topografiche superiori; mentre in alcuni casi la locale assenza dell'orizzonte sostenente la prima falda libera può portare alla scomparsa della falda stessa, che viene a trovarsi in diretta connessione con la seconda falda libera (falda libera principale) (Vd. Fig.9-10).
L'area in esame si trova nella parte nord-occidentale dell'abitato di Pavia, l'andamento delle curve isopiezometriche evidenzia un senso di deflusso della falda più superficiale verso sud-ovest a causa dell'effetto drenante operato dal Fiume Ticino.
Per quel che concerne la posizione della falda freatica, i dati riportati dal sondaggio attrezzato con piezometro indicano quote variabili da 3.0 a 5.0 m dal piano campagna. Tuttavia, *dalla ricerca bibliografica e dai risultati di indagini pregresse in prossimità dell'area in esame, è stato individuato un livello acquifero superficiale alla profondità variabile nell'intervallo compreso tra - 1,30m e -2,00 m dal piano campagna.*

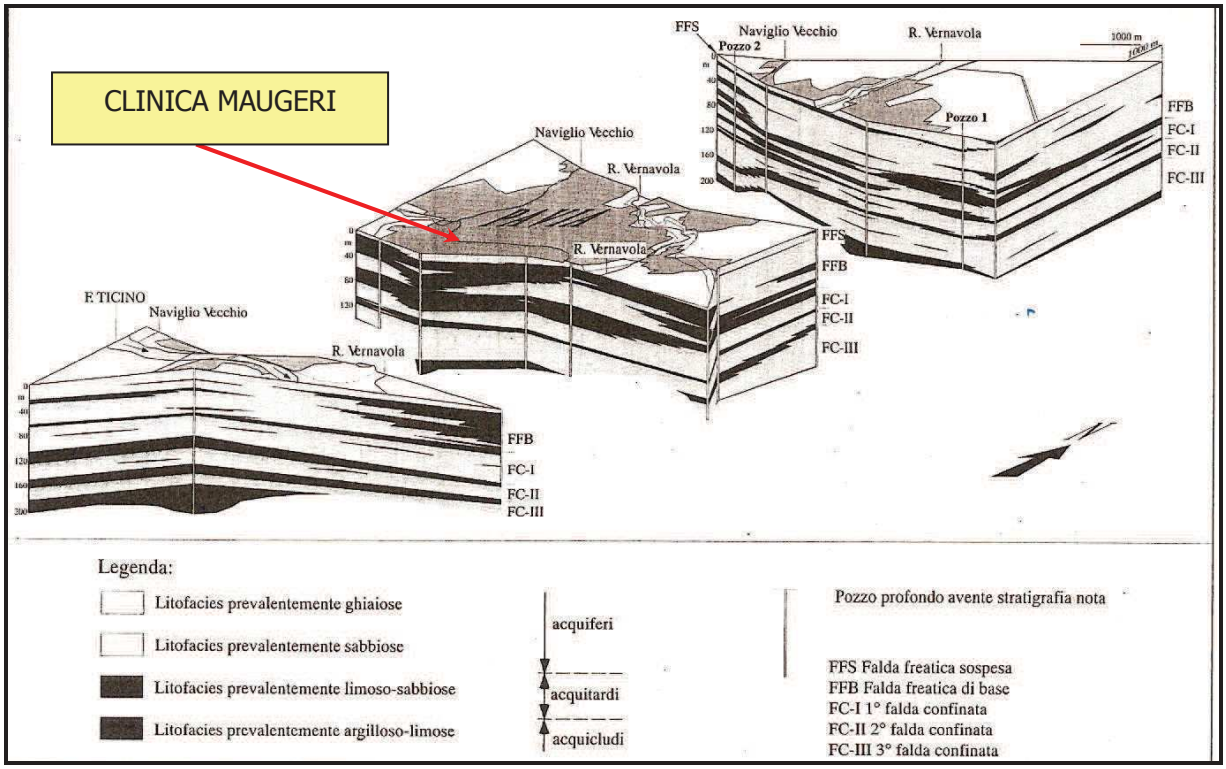


Fig. 5 - Blocco diagramma visualizzante l'assetto idrogeologico schematico del sottosuolo della città di Pavia (Pilla –Savarino, 1998)

Bisogna comunque sottolineare che le condizioni di soggiacenza e l'andamento delle curve isofreatiche subiscono oscillazioni sia stagionali sia periodiche dovute a diversi fattori quali precipitazioni, emungimenti, pratiche irrigue, cicli climatici e variazioni del livello idrometrico del Fiume Ticino.
Nel complesso gli effetti del regime fluviale si riflettono sulla piezometria con intensità decrescente allontanandosi dalle sponde fluviali ed in situazioni di piena, nelle aree più prossime al Fiume Ticino, si possono avere temporanei effetti di ricarica della falda da parte del fiume stesso.
L'area di studio, una successione litostratigrafica caratterizzata fino alla profondità di 70 m da p.c da una continua alternanza di sabbie ed argille, con livelli di materiale più grossolano (ghiaia e ghiaietto) associato alla componente sabbiosa.
In particolare dalla profondità di circa 20 m da p.c. fino alla profondità di circa 70 m è presente un orizzonte caratterizzato da litologie prevalenti sabbiose passanti a ghiaiose più in profondità che può rappresentare il primo livello sfruttabile (falda freatica di base) dell'acquifero multistrato che caratterizza il sottosuolo del territorio milanese –pavese.
Osservando le stratigrafie più profonde dei pozzi comunali di Pavia limitrofi all'area di studio è possibile osservare che a partire dalla profondità di circa 70-90 m e oltre, si evidenzia la presenza di alcuni diaframmi impermeabili (strati plurimetrici di argille) contraddistinti da una buona continuità laterale che separano le falde acquifere superficiali dalle falde acquifere profonde captate per scopi idropotabili.

2.2.1. Movimenti dell'acqua nel terreno

La definizione esatta nello spazio della circolazione sotterranea delle acque di infiltrazione efficace è molto complessa e può essere sintetizzata secondo due tipologie di movimento principali:

- ✓ *sub-orizzontali* : sono legati al moto di deflusso delle acque della falda, hanno direzione di flusso prevalentemente orizzontale dalle zone di alimentazione alle zone di recapito o emergenza
- ✓ *sub-verticali* : assumono una direzione essenzialmente verticale ed un verso che può essere di tipo discendente durante il moto di percolazione verso la falda, ascendente nelle fasi di risalita capillare o misto durante le oscillazioni del livello piezometrico, con alternanze di movimenti ascendenti e discendenti.

La percolazione verso la falda è quel processo attraverso il quale le acque di infiltrazione efficace sotto l'azione della forza di gravità si muovono verso il basso attraverso i meati intercomunicanti del terreno (roccia, substrato roccioso, sedimenti di copertura ecc.) lungo percorsi più o meno lunghi e articolati.
La velocità del movimento verso la falda è in funzione del diametro dei meati e del tipo di comunicazione esistenti tra loro, infatti si può osservare come a parità di quantità di acqua defluente attraverso una data sezione di terreno (acquifero) nell'unità di tempo e a parità di altri fattori condizionanti, le resistenze

dovute all'attrito tra le particelle e l'acqua sono inversamente proporzionali alla dimensione dei meati, con un progressivo aumento della velocità con l'aumentare delle dimensioni dei vuoti intergranulari.
Al contrario l' ascensione capillare anch'essa funzione del diametro dei vuoti, è massima nei terreni con meati di piccolo diametro (limi e argille), nei quali le forze di adesione che si generano tra ogni singola molecola d'acqua e quelle adiacenti poste entro un dato raggio d'influenza sono più elevate rispetto a quanto succede nei vuoti di grosso diametro (sabbie e ghiaie).
La seguente tabella fornisce indicazione di carattere qualitativo sulle altezze di risalita capillare per diversi tipi di terreni omogenei (Silin Beckurin, 1958).

Litologia	Risalita capillare (cm)
Sabbia grossolana	2 ÷ 5
Sabbia	12 ÷ 35
Sabbia fine	35 ÷ 70
Limo	70 ÷ 150
Argilla	150 ÷ 400

Tabella 1 – Altezze di risalita capillare per diversi tipi di terreno

Dall'analisi della tabella precedente risulta che il terreno individuato al piano di posa delle fondazioni dei fabbricati in esame (sabbia limosa), permette una risalita capillare dell'acqua dell'ordine di circa 35 ÷ 70 cm dal livello superficiale della falda freatica.
Le oscillazioni del livello piezometrico nel tempo sono continue, anche se a volte possono risultare impercettibili e sono regolate sia da cause naturali, sia da cause artificiali.
Le condizioni climatiche padane sono sostanzialmente di tipo continentale, con inverni rigidi ed estati calde, elevata umidità specie nelle zone con più ricca idrografia, nebbie frequenti specie in inverno, piogge piuttosto limitate e relativamente ben distribuite durante tutto l'anno; la ventosità è ridotta e frequenti sono gli episodi temporaleschi estivi.
In generale si constata che la quantità di pioggia che cade in questa stagione è superiore a quella invernale anche se più irregolarmente distribuita.
In autunno il clima è caratterizzato dall'ingresso sull'area padana di intense perturbazioni e le piogge che ne derivano sono in genere di rilevante entità.
In complesso la distribuzione annuale delle precipitazioni nell'area a clima padano presenta due massimi, uno principale in autunno (intorno ad ottobre-novembre) ed uno secondario in primavera (intorno a maggio - giugno).
Tra le prime la principale è indubbiamente da ricercare negli apporti idrici dovuti alle precipitazioni atmosferiche, in secondo luogo vanno citate anche la variazione della pressione atmosferica, le maree, i rapporti idrogeologici con i livelli dei fiumi e dei laghi e, come causa accidentale, anche i terremoti.

Le più importanti variazioni dovute a cause artificiali sono attribuibili all'utilizzazione delle falde da parte dell'uomo (per uso umano, agricolo, industriale), nella ricarica artificiale delle stesse.

2.3 Pericolosità e fattibilità geologica

Dall'analisi dello studio geologico redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T. del Comune di Pavia, risulta che l'area in esame ricade all'interno della ***classe 2 ,*** fattibilità con modeste limitazioni.



Classe 2 (gialla) - Fattibilità con modeste limitazioni. La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **A** e **B** di cui alla TAV. 9.

Fig.6 - Stralcio di "Carta della fattibilità geologica" - studio geologico redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T. di Pavia

La classe di fattibilità 2 (retini in colore giallo) comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza

*l'esecuzione di opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **A** e **B** di cui alla TAV. 9 ove non gravate da altri vincoli o limitazioni.*

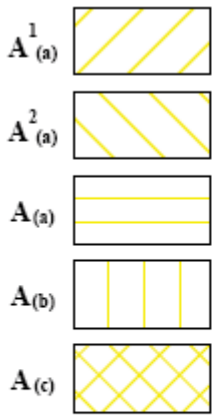
In questa classe ricadono le aree nelle quali gli studi non hanno individuato specifiche controindicazioni di carattere geologico all'urbanizzazione e alla edificabilità.

*Si tratta in particolare di aree (sotto-unità **A(b)**, **A(c)** e **B(b)**) sub-pianeggianti, non inondabili, generalmente contraddistinte da soddisfacenti caratteristiche geotecniche del substrato di fondazione e normalmente con assenza di significative interferenze tra falda e immediato primo sottosuolo, da verificare in ogni caso a livello puntuale in fase progettuale. L'edificazione risulta pertanto in genere attuabile senza particolari problemi di ordine geologico-tecnico. Solo localmente sono presenti vincoli non severi, essenzialmente dovuti ad eterogeneità latero-verticali delle caratteristiche geomeccaniche del substrato di fondazione con locale presenza nell'immediato sottosuolo di orizzonti dotati di scadenti caratteristiche geotecniche; tali vincoli possono comunque essere individuati con precisione attraverso l'esecuzione di puntuali ed opportune indagini geognostiche e superabili generalmente con l'adozione di normali accorgimenti costruttivi. In queste sotto-unità, le indagini sito-specifiche di progetto da*
effettuare ai fini della definizione del modello geologico e geotecnico di cui alle Norme Tecniche per le costruzioni (vedi cap. 6, in particolare i punti 6.2.1 e 6.2.2) dovranno essere in particolare finalizzati alla definizione della profondità, morfologia e consistenza del substrato, previa esecuzione di idonee indagini geognostiche (per la buona parte dei casi di interventi di mole non rilevante potrà essere anche sufficiente
una caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica speditiva mediante l'apertura di trincee esplorative con escavatore meccanico, eventualmente da integrare successivamente con indagini più profonde e/o specifiche, quali sondaggi, prove penetrometriche e prove geotecniche di laboratorio, nel caso in cui le trincee fornissero esiti sfavorevoli o insufficienti). Le indagini geologiche e geotecniche dovranno in ogni
caso consentire la definizione della locale situazione idrogeologica (in particolare: posizione e fascia di oscillazione della falda) e dei parametri geomeccanici caratteristici di resistenza e deformazione (anche mediante l'ausilio di prove geotecniche di laboratorio), da utilizzare per il corretto dimensionamento delle strutture fondazionali, con verifiche geotecniche finalizzate al calcolo della capacità portante e dei cedimenti
in relazione ai carichi di progetto.

*Localmente le informazioni a disposizione indicano la probabile presenza, singola o associata, di un immediato sottosuolo contraddistinto da caratteristiche geotecniche non ottimali (**A1(a)**, **A2(a)**, **B1(a)**, **B1(b)**) e/o interferenze tra falda e primo sottosuolo (**A(a)**, **A1(a)**,**B(a)** e **B1(a)**). In queste sotto-unità possono essere comprese anche aree che ricadono nellesotto-unità precedenti, ove l'assenza di una fitta maglia di dati geognostici puntuali non ha consentito la perimetrazione di*

dettaglio di zone ove possono essere presenti le stesse limitazioni. Per le aree ricadenti in queste sotto-unità, l'edificabilità può comunque essere generalmente attuata con l'adozione di normali accorgimenti costruttivi e/o di preventiva salvaguardia idrogeologica o geotecnica, opportunamente dimensionati sulla base delle risultanze di indagini idrogeologiche e geotecniche puntuali che, oltre quanto già espresso in merito per le sotto-unità precedenti, dovranno considerare le condizioni limitative geotecniche e/o idrogeologiche caratteristiche appena descritte.





MORFOLOGIA: ripiani impostati su depositi alluvionali del "Fluviale recente" (Piano Generale Terrazzato della pianura lombarda), sopraelevati di almeno 10 ÷ 24 m rispetto agli alvei attivi.

LITOLOGIA: sono costituiti prevalentemente da sabbie (spesso alterate in superficie) con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni a diversa profondità di limi e limi argillosi. Le informazioni geognostiche disponibili consentono la delimitazione sommaria delle zone ove tali intercalazioni sono generalmente presenti: dalla profondità di 2,5 ÷ 5 m alla profondità di 6 ÷ 8 m dal piano campagna ($A^1_{(a)}$); superficialmente, fino a 3,5 ÷ 5,5 m dal piano campagna ($A^2_{(a)}$).

IDROGEOLOGIA: è generalmente presente una prima falda sospesa rispetto alla falda principale, a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche e idrogeologiche locali; la superficie di tale falda sospesa è generalmente ubicata, in condizioni normali, alle seguenti profondità: 2 ÷ 4 m dal piano campagna o stagionalmente prossima alla superficie ($A_{(a)}$); 5 ÷ 6 m dal piano campagna con escursioni stagionali fino a 3 ÷ 4 m dal piano campagna ($A_{(b)}$); maggiore o uguale a 6 m ($A_{(c)}$). La permeabilità e la vulnerabilità della porzione superficiale della successione sono relativamente elevate. Per ulteriori informazioni si rimanda alla TAV. 3.

IDRAULICA: aree non inondabili.

Fig.7 - Stralcio di "Carta di sintesi" - studio geologico redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T.

Dal punto di vista geomorfologico l'area in esame è caratterizzata da :

MORFOLOGIA : ripiani impostati su depositi alluvionali del "Fluviale recente" (Piano Generale Terrazzato della pianura lombarda), sopraelevati di almeno 10 ÷ 24 m rispetto agli alvei attivi.

LITOLOGIA : sono costituiti prevalentemente da sabbie (spesso alterate in superficie) con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni a diversa profondità di limi e limi argillosi.

Le informazioni geognostiche disponibili consentono la delimitazione sommaria delle zone ove tali intercalazioni sono generalmente presenti: dalla profondità di 2,5 ÷ 5 m alla profondità di 6÷8 m dal p.c. (**A1(a)**); superficialmente, fino a 3,5 ÷ 5,5 m dal p.c. (**A2(a)**).

IDROGEOLOGIA : è generalmente presente una prima falda sospesa rispetto alla falda principale, a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche e idrogeologiche locali; la superficie di tale falda sospesa è generalmente ubicata, in condizioni normali, alle seguenti profondità: 2 ÷ 4 m dal p.c. o stagionalmente prossima alla superficie (**A(a))**; 5 ÷ 6 m dal p.c. con escursioni stagionali fino a 3 ÷ 4 m dal p.c. (**A(b)**); maggiore o uguale a 6 m **(A (c)**).

La permeabilità e la vulnerabilità della porzione superficiale della successione sono relativamente elevate.

IDRAULICA : aree non inondabili.

Si riporta di seguito lo schema litostratigrafico caratteristiche dell'unità litologica indagata (unità A(b)):

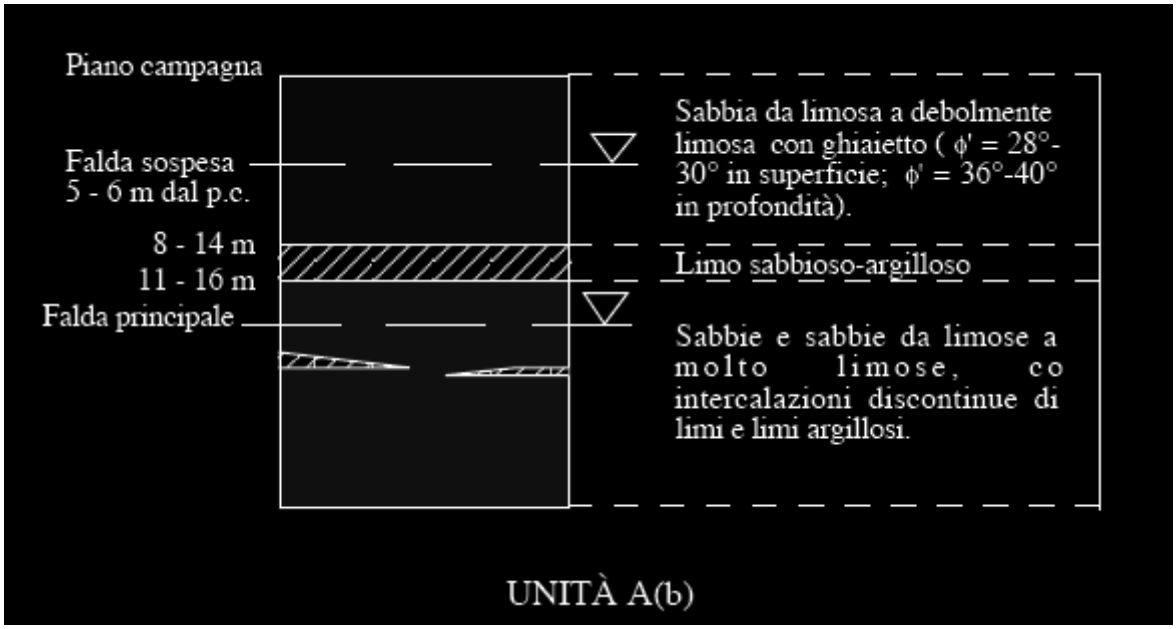


Fig.8 - Schemi indicativi delle caratteristiche litostratigrafiche, idrogeologiche e geotecniche delle singole unità idro - geo – morfologiche (studio geologico redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T.**)**

Da un punto di vista della vincolistica l'area di interesse risulta essere esterna alla fascia di rispetto di 200 m dei pozzi idropotabili e da ogni altro vincolo di natura geologica, come è possibile osservare dalla figura seguente.

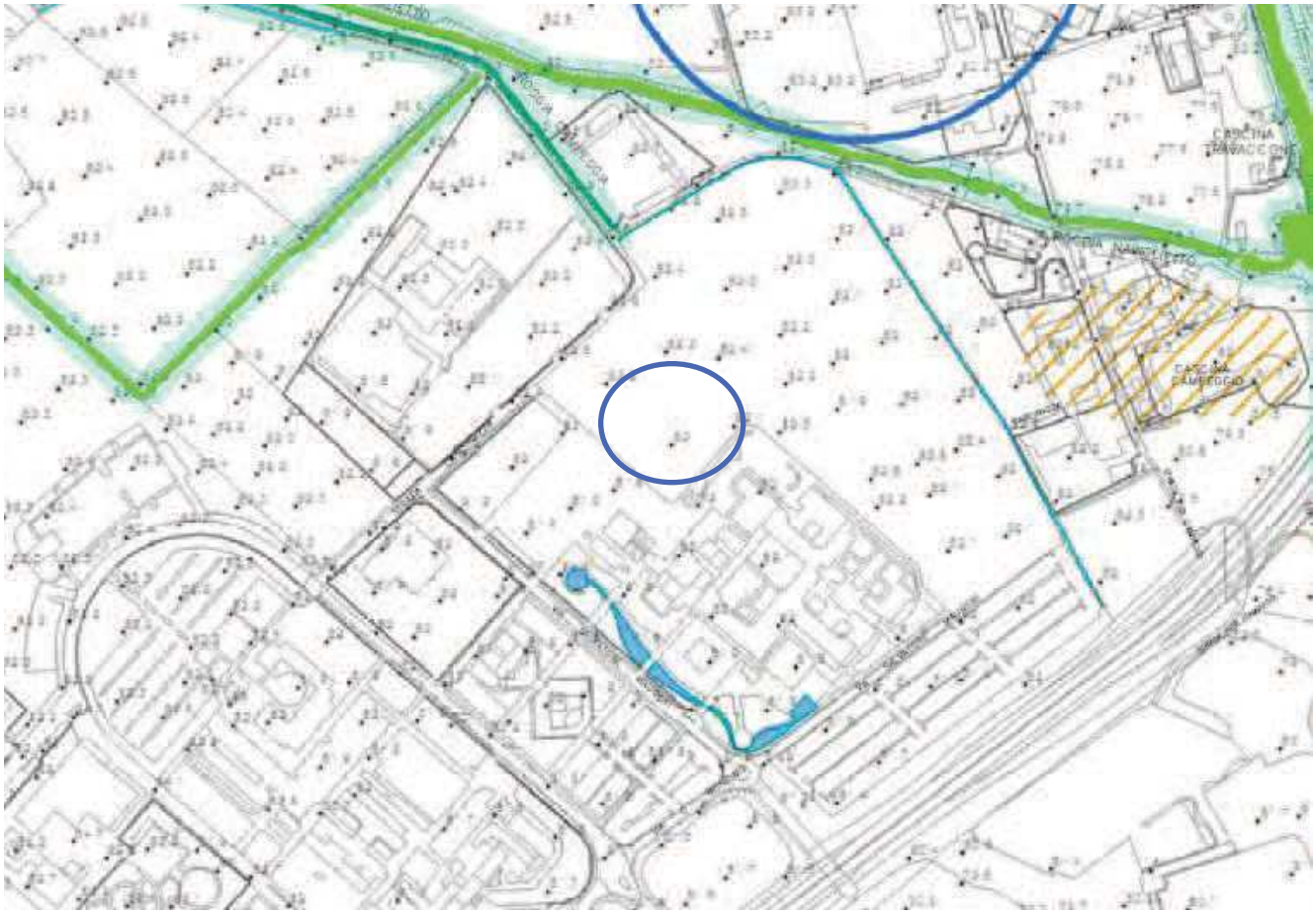


Fig. 9- Carta dei vincoli estratta dal PGT del Comune di Pavia

3. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE

La normativa sismica (D.M. 16 Gennaio 1996) in Italia, anteriormente al Marzo 2003 suddivideva il territorio nazionale in tre categorie di pericolosità (elevata, media e bassa). Per ciascuna categoria sono assegnati un grado di sismicità (S) ed un coefficiente di intensità sismica (C=(S-2)/100). Lo spettro di progetto Sa(T) si ottiene moltiplicando il coefficiente C (pari a 0.10g - 0.07g -0.04g in ordine decrescente di pericolosità sismica) per una forma spettrale R(T) indipendente dalle condizioni del sottosuolo. Queste normative sismiche non tengono conto del ruolo del terreno sulla modifica di forme ed ordinate spettrali, se non con la moltiplicazione dello spettro per il coefficiente di fondazione e che di regola è unitario, salvo che per "terreni particolarmente compressibili" per i quali si consiglia di incrementare e fino a 1.3.

*Si specifica che a seguito della D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", il Comune di Pavia è passato alla ""**classe sismica 3**".*

In ogni caso la normativa sismica ed i parametri relativi a ciascun territorio risultano in veloce e continua revisione, soprattutto nell'ambito della convenzione tra INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) e DPC (Dipartimento Protezione Civile) che prevede l'assistenza per il completamento e la gestione della "mappa di pericolosità sismica" prevista dall'OPCM 3274.

Già l'Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06 fornisce una revisione dei valori di ag sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di **PAVIA** nella sottozona caratterizzata da valori di ag compresi tra 0.050 e 0.075 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

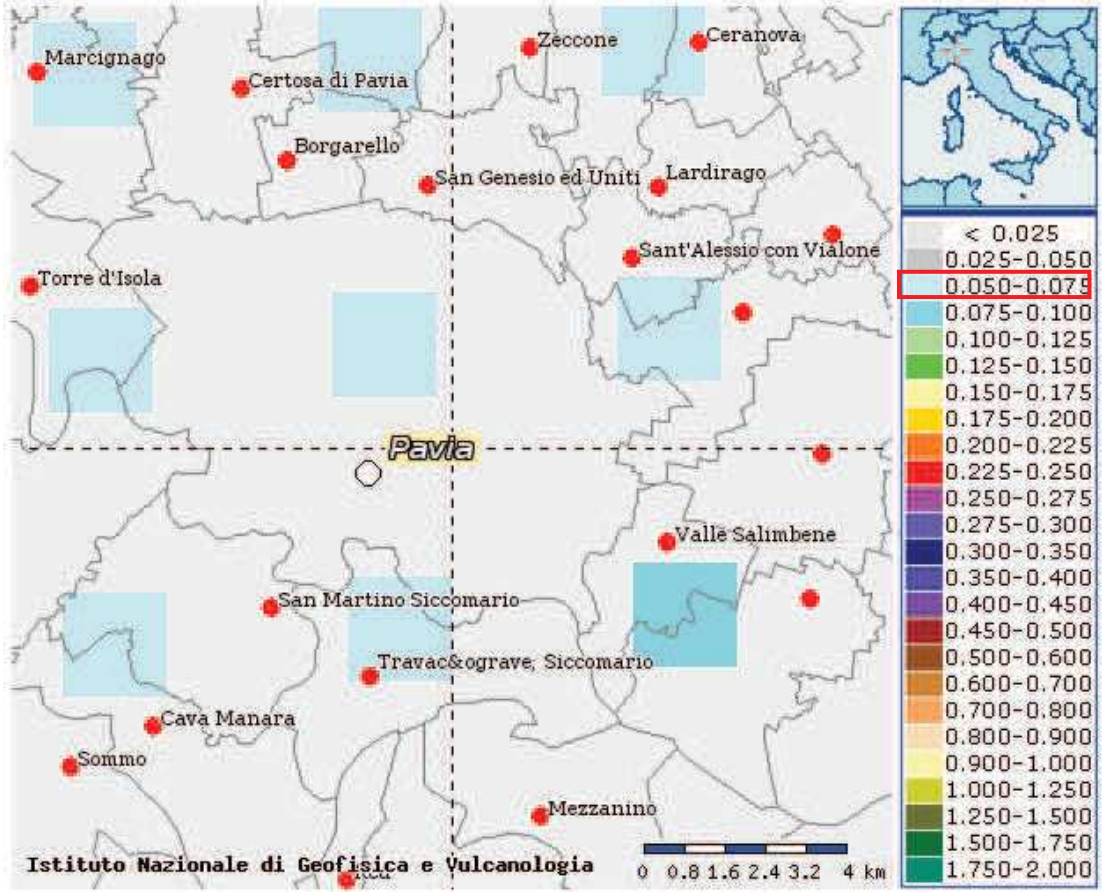


Fig. 10 – Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa. La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n°8/7374 del 28/05/2008 (punto 1.4.3) che "*la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'OPCM 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria"* e specifica altresì che "*ai sensi del D.M. 14/01/2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'All. B al citato D.M.".* I dati riportati nell'All.B del D.M. 14/01/2008 coincidono per lo più con quelli riportati nell'Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l'utilizzo di programmi applicativi.

Nelle definizioni precedenti Vs,30 è la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità.

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad [m/s]$$

h_i = spessore in metri dello strato i-esimo

V_i = velocità dell'onda di taglio i-esima

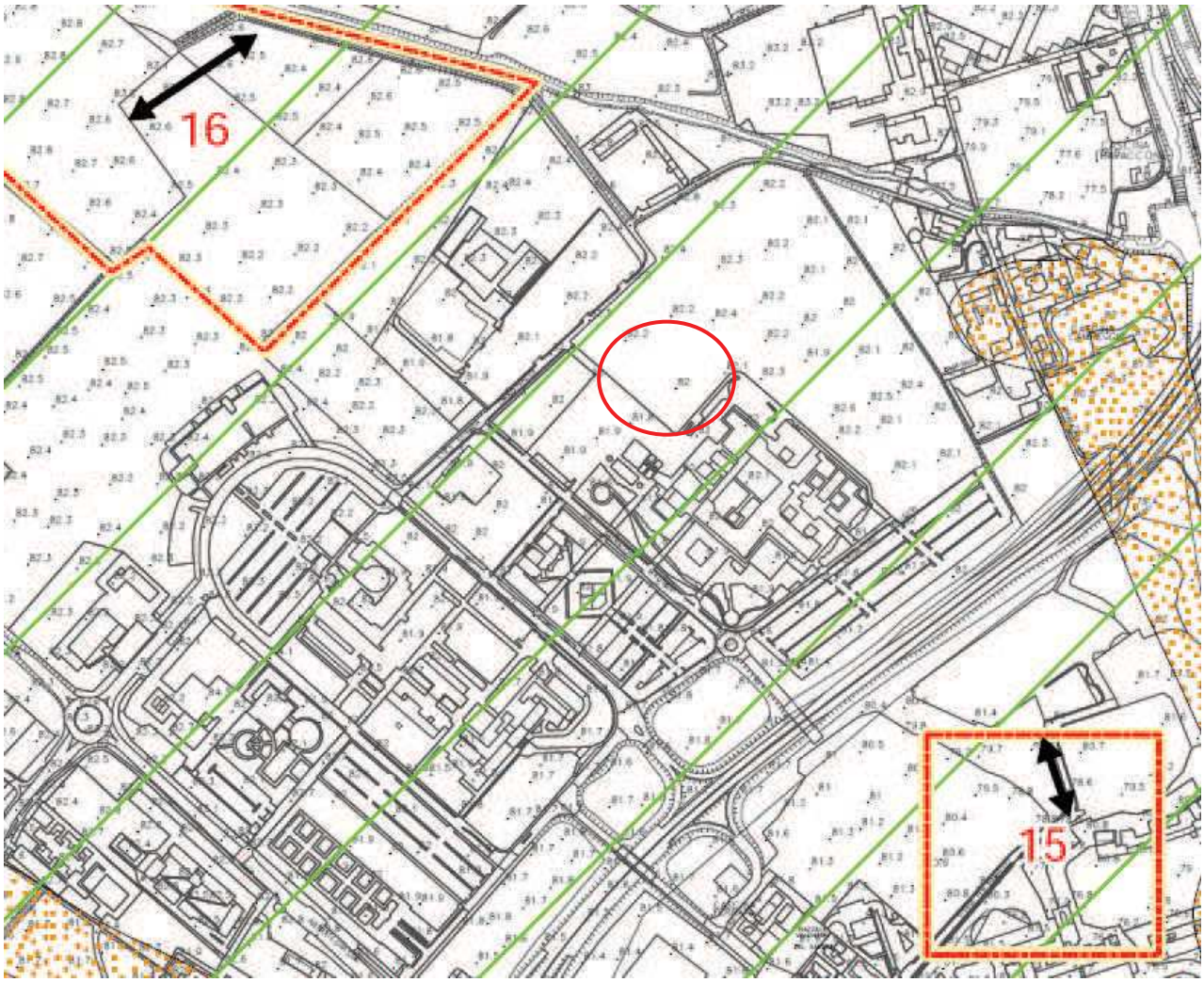
N = numero di strati

Secondo tale ordinanza, ai fini della definizione dell' azione sismica di progetto, sono definite 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

Suolo	**Descrizione**	**$V_{S,30}$ (m/s)**	**$C_{u,30}$ (kPa)** (terreni a grana fine)	**N_{spt30}** (terreni a grana grossa)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m	$V_{S,30} > 800$		
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 un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$360 < V_{S,30} < 800$	$C_{u,30} > 250$	$N_{spt,30} > 50$
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$180 < V_{S,30} < 360$	$70 < C_{u,30} < 250$	$15 < N_{spt,30} < 50$
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$V_{S,30} < 180$	$C_{u,30} < 70$	$N_{spt,30} < 15$
	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento	$V_{S,30} > 800$		
1	Depositi di terreni che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche	$V_{S,30} < 100$ m/s	$10 < C_{u,30} < 20$	
2	Depositi di terreni suscettibili a liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti			

Tabella 2 - Categorie di sottosuolo

Dal punto di vista degli scenari di pericolosità sismica locale, l'area, come tutto il territorio comunale, ricade all'interno dello scenario Z4a "Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali".



Z4a. Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni litologiche e geometriche (tutto il territorio comunale ricade in questa zona).

Fig. 11 – Carta di pericolosità sismica locale

Per la corretta definizione delle Vs30 è stato eseguito uno stendimento sismico direttamente all'interno del lotto in progetto, tramite la realizzazione di una MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) con modellazione del sottosuolo mediante l'analisi delle onde Rayleigh.

3.1 Misura della Vs30 tramite la tecnica "MASW"

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un

mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi . Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J.1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori.

Nel metodo passivo lo stendimento dei sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidezza del suolo. Il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0 Hz e 10Hz, quindi dà informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50m, in funzione della rigidezza del suolo.

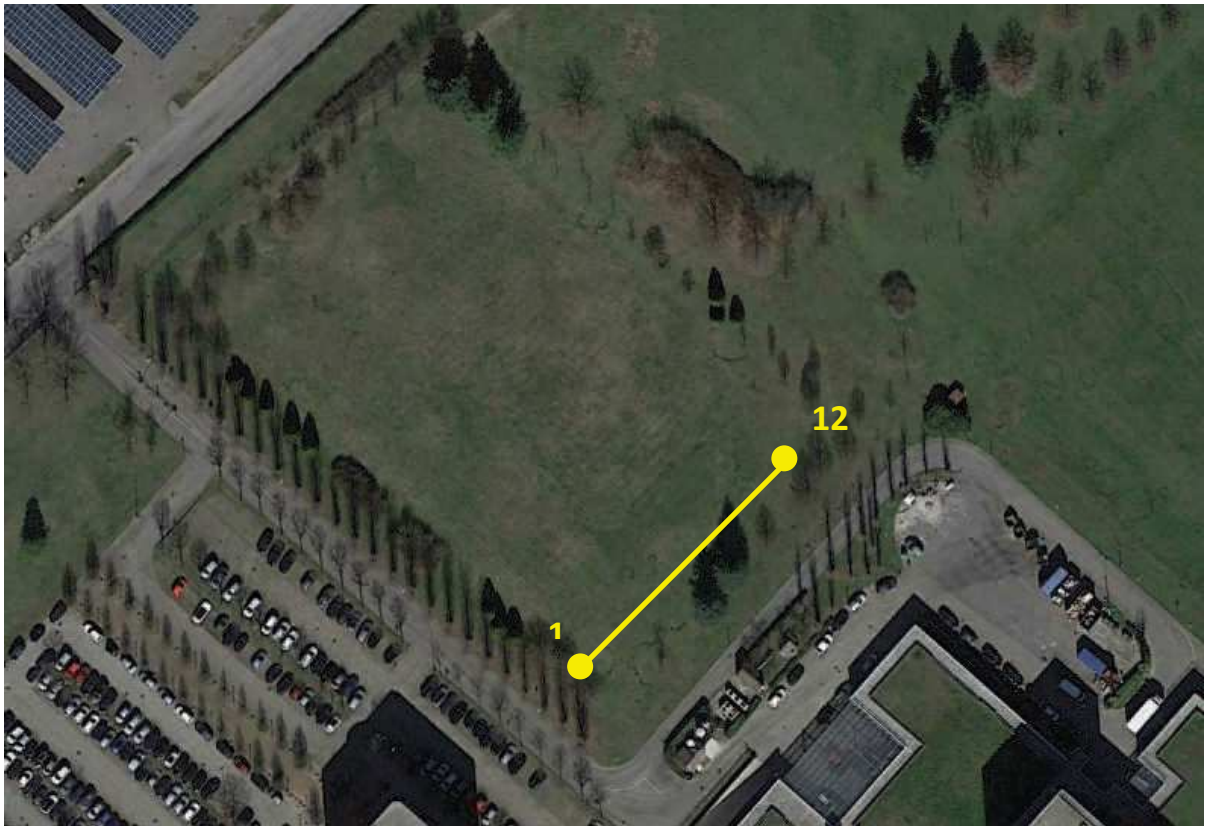


Fig. 12– Ubicazione dello stendimento sismico.



Fig. 13– Particolare dello stendimento sismico

3.1.1 Analisi dei risultati

Come già accennato, la definizione del tipo di suolo ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, è stata possibile mediante l'esecuzione di indagini indirette basate sulla misura diretta delle Vs_{30} con metodologia MASW Multichannel Analysis of Surface Waves.

A tale scopo, è stato predisposto uno stendimento sismico lineare nell'area di futura lottizzazione, con le seguenti caratteristiche:

S 1 - lunghezza pari a **55 m** con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 5,0 m, punto di energizzazione dal primo ed ultimo geofono pari a 5 e 10 m;

Il profilo M.A.S.W., sulla base dei modelli medi, indica una Vs_{30} pari a 293.23 m/s.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito come:

suolo tipo "C" - "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 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)".

Si riporta di seguito, il profilo con le velocità Vs_{30} relative allo stendimento:

STENDIMENTO 1

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1000.0
Interdistanza geofoni [m]	5.0
Periodo di campionamento [msec]	0.131

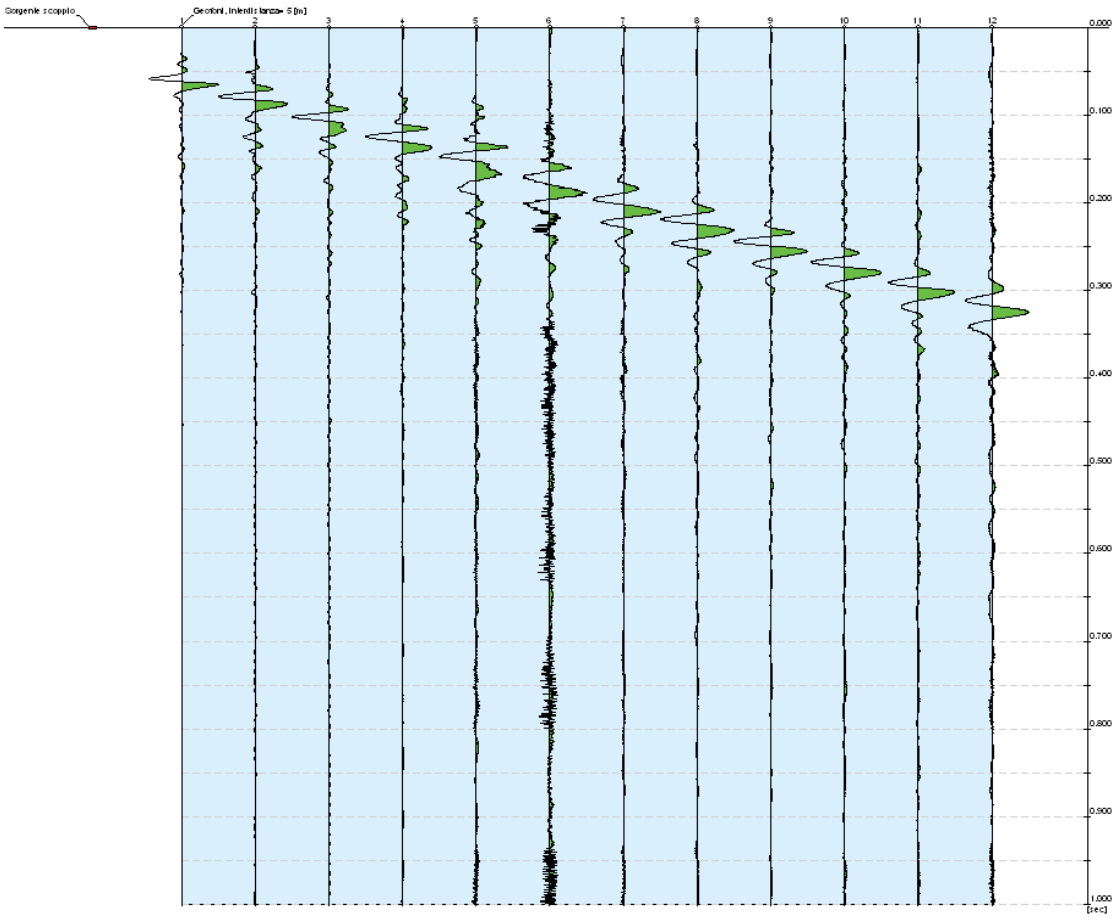


Fig. 14- Sismogramma stendimento MASW 1

Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1

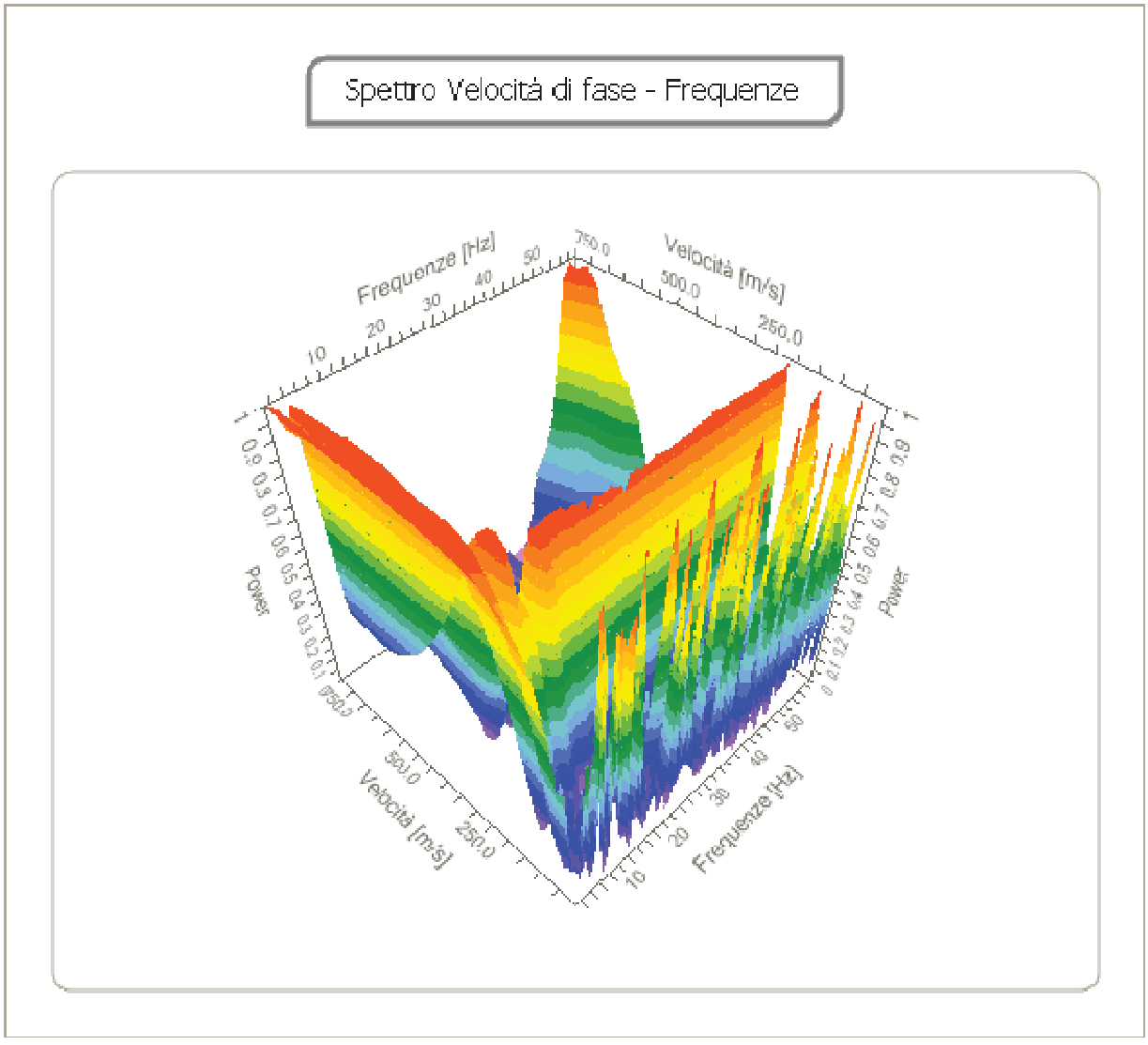


Fig. 15 Analisi spettrale

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	3.4	412.4	0
2	6.2	281.2	0
3	8.2	239.0	0
4	11.0	225.4	0
5	13.7	222.0	0
6	16.2	218.6	0
7	19.5	218.6	0
8	22.7	215.2	0
9	25.7	215.2	0
10	28.5	215.2	0
11	31.5	215.2	0
12	34.2	215.2	0
13	36.7	215.2	0
14	39.7	215.2	0
15	42.7	212.7	0
16	45.5	209.7	0
17	48.1	209.7	0
18	51.6	209.7	0
19	54.2	209.7	0
20	57.3	209.7	0

Tabella 3 - Parametri della curva di dispersione

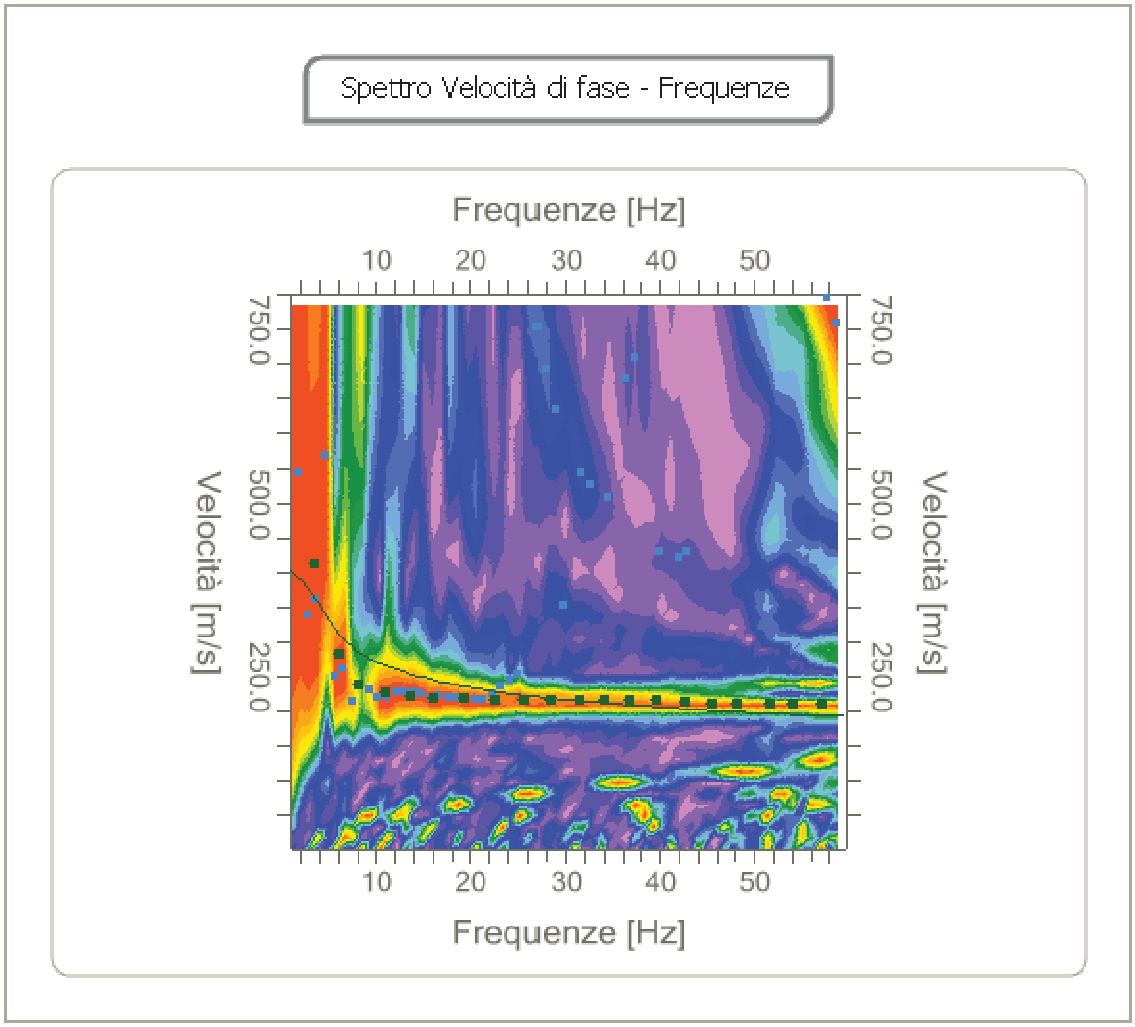


Fig. 16-Curva di dispersione stendimento masw 1

Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	1.39	1.39	1800.0	0.3	No	398.8	213.2
2	9.23	7.84	1700.0	0.3	Si	443.8	237.2
3	15.82	6.59	1800.0	0.3	Si	446.8	238.8
4	26.76	10.94	1800.0	0.3	Si	719.7	384.7
5	31.93	5.17	1800.0	0.3	Si	903.6	483.0
6	oo	oo	1900.0	0.3	Si	997.8	533.4

Percentuale di errore 0.002%

Fattore di disadattamento della soluzione 0.005

Tabella 4 - Valori dell'inversione

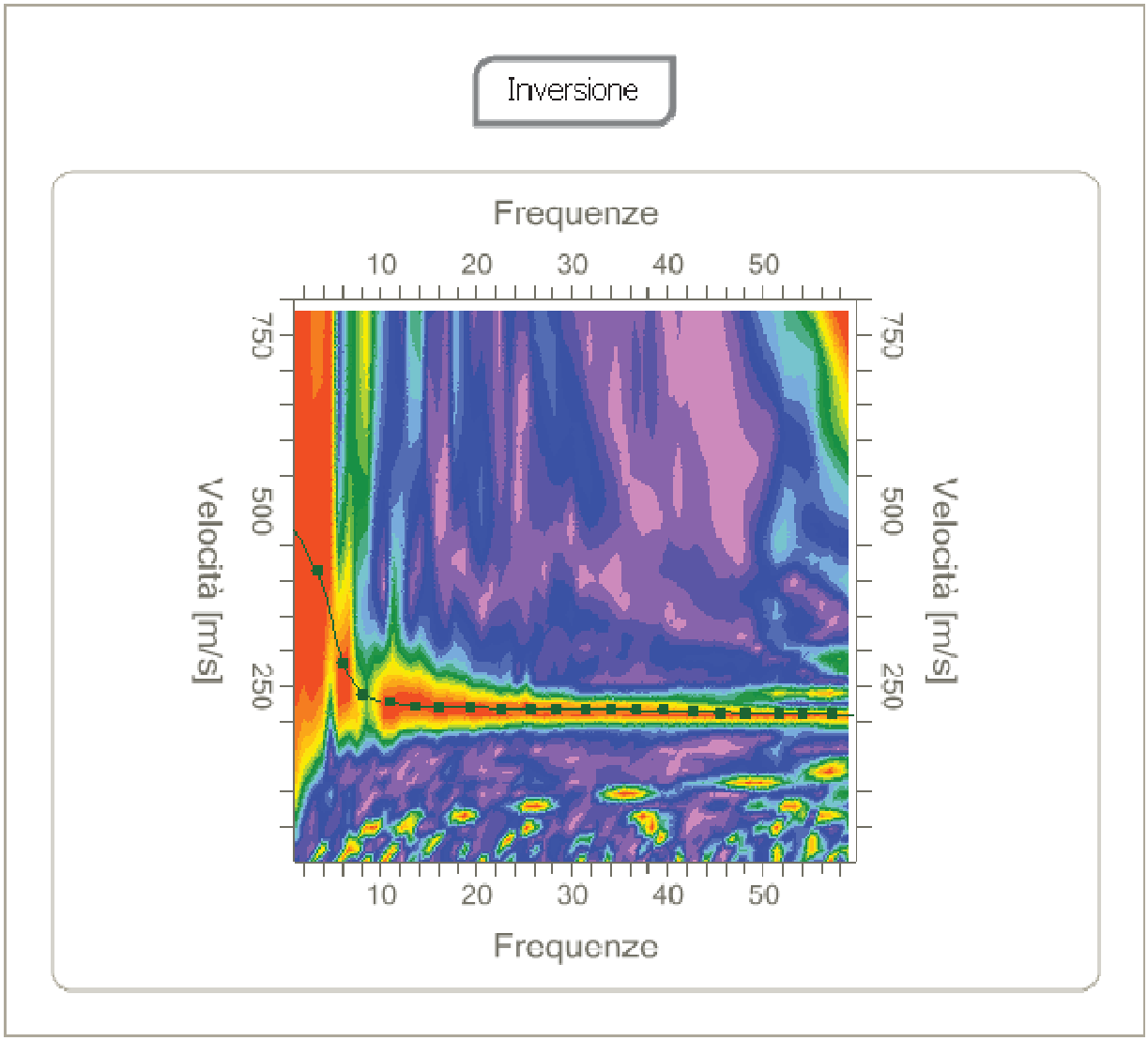
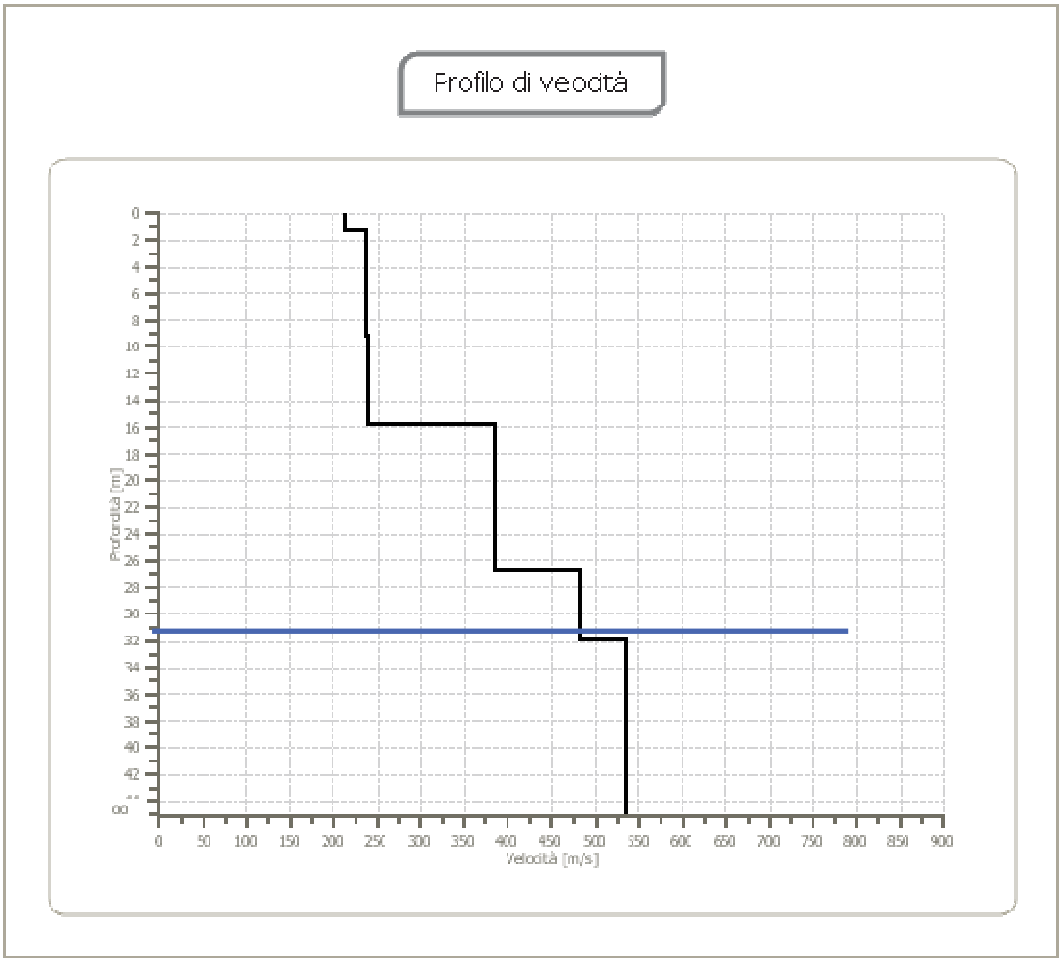


Fig. 17 - Inversione



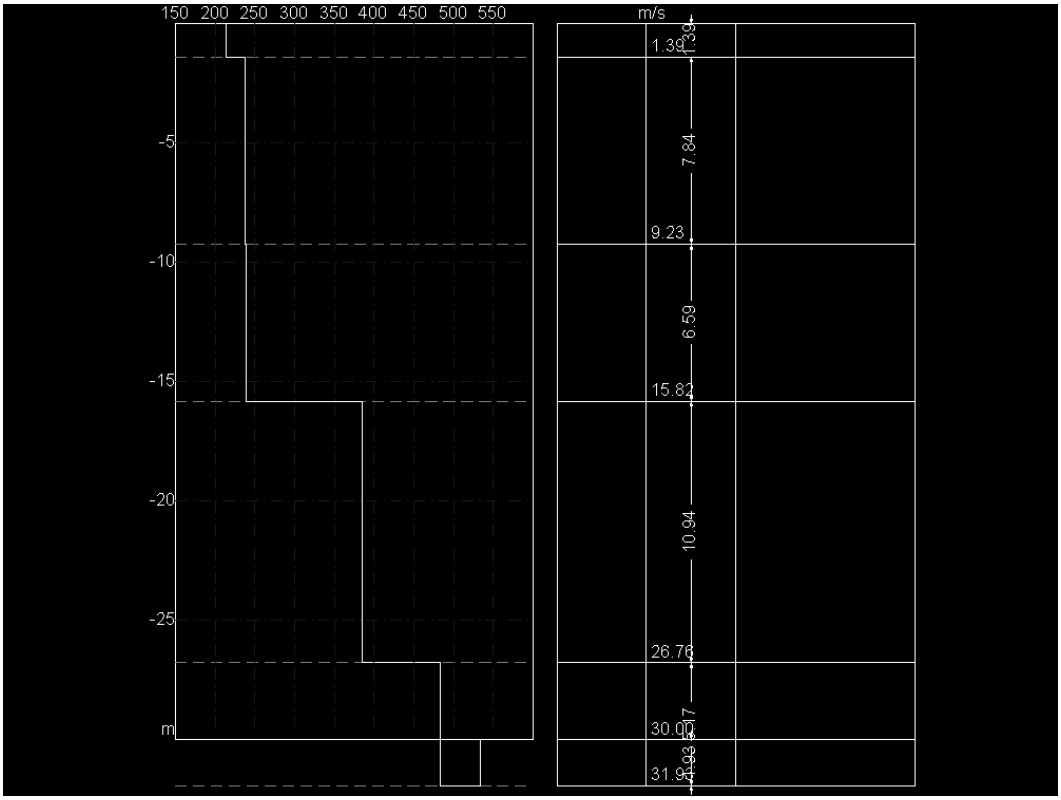


Fig. 18-19 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

3.1.2. Risultati

A partire dal modello sismico mono-dimensionale riportato nel capitolo precedente, è possibile calcolare il valore delle Vs30, che rappresenta la "velocità equivalente" di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio a partire dal piano campagna.
Per il calcolo delle Vs30 si fa riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 (*"Norme tecniche per le costruzioni"*):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{n} H_i / V_i}$$

dove Hi e Vi indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio γ< 10-6) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Vs30 [m/sec]	**293.23**
Categoria del suolo	**C**

3.1.3. Altri parametri

I valori delle Vs sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo, tramite formule empiriche, di eseguire una prima stima dei principali parametri elastici dei terreni investigati, con:

G0: Modulo di deformazione al taglio;
Ed: Modulo edometrico;
M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	1.39	1.39	213.16	398.78	1700.00	0.30	77.24	270.35	167.36	200.83
2	9.23	7.84	237.21	443.77	1800.00	0.30	101.28	354.48	219.44	263.33
3	15.82	6.59	238.85	446.85	1900.00	0.30	108.39	379.37	234.85	281.82
4	26.76	10.94	384.69	719.69	1900.00	0.30	281.17	984.11	609.21	731.05
5	31.93	5.17	483.00	903.62	1900.00	0.30	443.25	1551.39	960.38	1152.46
6	oo	oo	533.37	997.85	2000.00	0.30	568.97	1991.40	1232.77	1479.33

Tabella 5 - Schema riassuntivo parametri geotecnici estrapolati dalla MASW

3.2 Valutazione della suscettibilità sismica dell'area (Verifica di II livello)
Effetti litologici

Mediante tale elaborazione e con l'utilizzo di apposite schede messe a disposizione dalla Regione Lombardia, contenute nella D.G.R. 8/7374 del 28/05/2008, si è calcolato il valore di F_a (fattore di amplificazione) da confrontare con i limiti di riferimento indicati dalla Regione Lombardia.

Per ottenere il suddetto F_a è necessario ricavare il valore di Vs_{30} (onde sismiche di taglio o trasversali) utilizzando le velocità V_s degli strati intercettati mediante la formula precedentemente riportata. In questo modo si risale al tipo di suolo, che come precedentemente indicato si tratta di **tipo C**.
Sulla base di parametri geotecnici e litologici, si individua la litologia prevalente del sito e da questo dato si sceglie la relativa scheda di riferimento riportata nella D.G.R. 8/7374 del 28 Maggio 2008 e successivamente nella D.G.R. IX/2616 del 30 Novembre 2011. Nello specifico la normativa regionale riporta 6 tipi di schede litologiche:

- scheda per le litologie prevalentemente ghiaiose;
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-argillose (tipo 1 e tipo 2);
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-sabbiose (tipo 1 e tipo 2);
- scheda per le litologie sabbiose;

Si riportano, in un apposito diagramma all'interno di queste schede, i valori delle Vs relative ad ogni strato. Tale confronto permette di verificare se si rientra o meno nel campo di validità della scheda di riferimento.

I dati ottenuti in campagna e riportati in Tabella 5 vengono inseriti all'interno della scheda relativa al grafico per la litologia "sabbiosa".

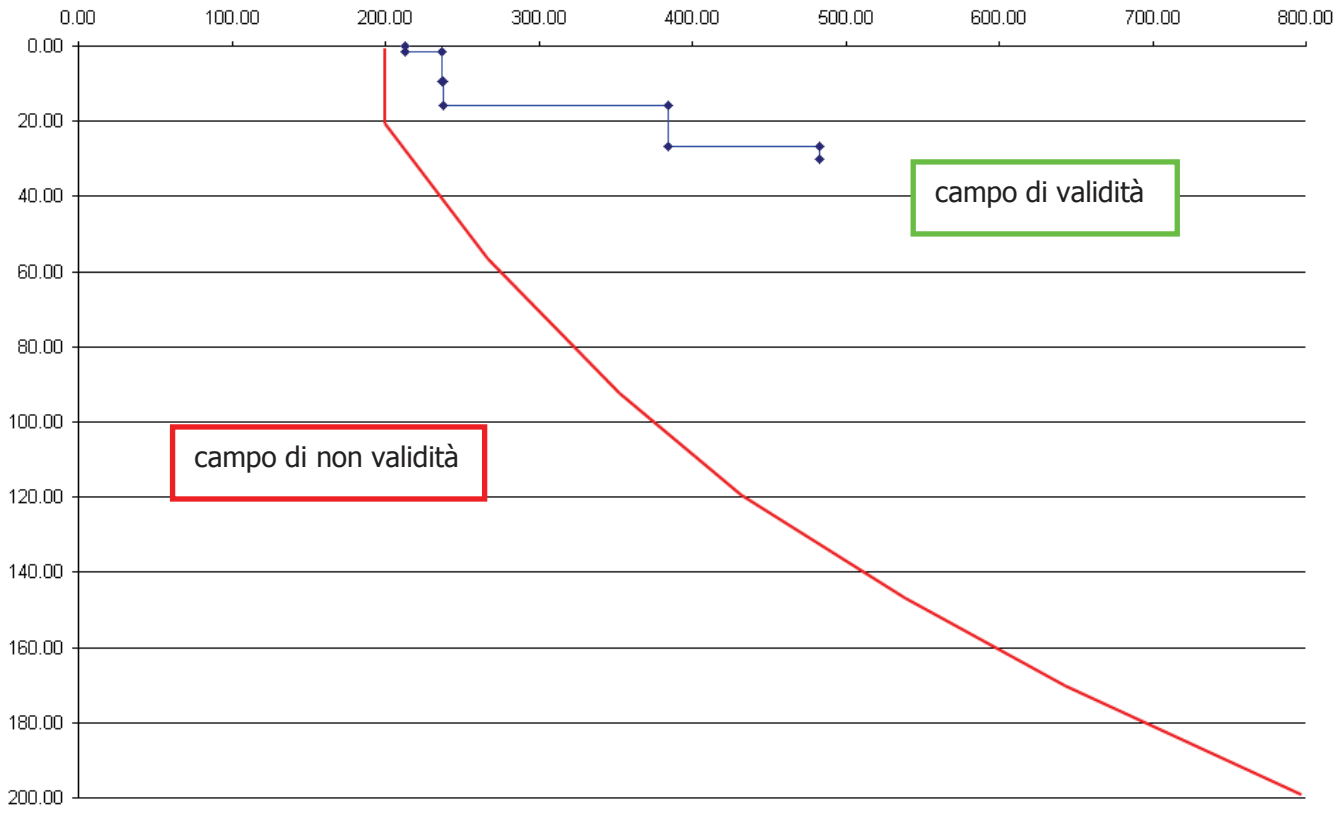
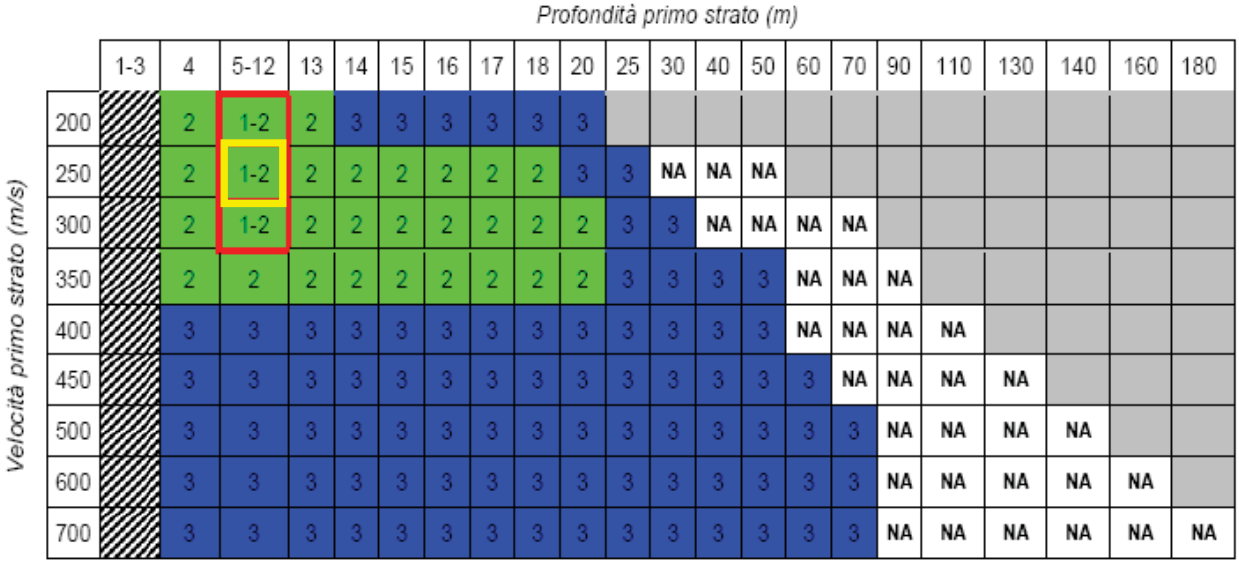


Fig 20 - Grafico relativo al campo di validità della scheda litologica sabbiosa

Per utilizzare correttamente l'abaco di figura 21, come vincolo viene posto che il primo strato abbia almeno 4 m di spessore. Dall'analisi sismica condotta si ricava per "primo strato" una velocità delle onde assimilabile a 250 m/s.

Ricadendo nel campo evidenziato in rosso non ci sono i presupposti per utilizzare, come indicato dalla normativa, la curva 1 (curva rossa), poiché la condizione "strato con spessore compreso tra 5 e 12 m e velocità media Vs minore o uguale a 300 m/s poggiante su strato con velocità maggiore di 500 m/s" non è rispettata. Infatti nel nostro caso abbiamo si uno strato superficiale con velocità inferiore a 300 m/s avente uno spessore compreso tra 5 e 12 m, ma è poggiante su uno strato con velocità inferiore a 500 m/s, pertanto si utilizzerà la curva 2 (curva verde).



Velocità primo strato (m/s)	1-3	4	5-12	13	14	15	16	17	18	20	25	30	40	50	60	70	90	110	130	140	160	180
200		2	1-2	2	3	3	3	3	3	3												
250		2	1-2	2	2	2	2	2	2	3	3	NA	NA	NA								
300		2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	NA	NA	NA	NA						
350		2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	NA	NA	NA					
400		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA				
450		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA			
500		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA		
600		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	
700		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	NA	NA	NA	NA	NA	NA

Fig.21 - Abaco che permette di individuare, in base al colore, la curva di riferimento per l'individuazione di Fa, grazie all'intersezione della profondità raggiunta dal primo strato e la sua velocità

Intersecando il valore di velocità riscontrata con la profondità sopra indicata, si ricade nel campo 2, che corrisponde alla curva verde di figura 22-23.

Con i valori sopra ottenuti si calcola il periodo "T" relativo al sito utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^{n} h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} Vs_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \right)}$$

hi = Spessore in metri dello strato i-esimo

Valore del periodo T calcolato
0,41 s

Tabella 4 - recante il valore dei periodo T calcolato

Conoscendo la velocità del primo strato, la curva di riferimento ed il valore del periodo T calcolato, si può risalire al valore di Fa utilizzando gli abachi di riferimento di Fig. 22 e Fig. 23 per la litologia sabbiosa e riferiti rispettivamente ad edifici bassi ed ad edifici alti.

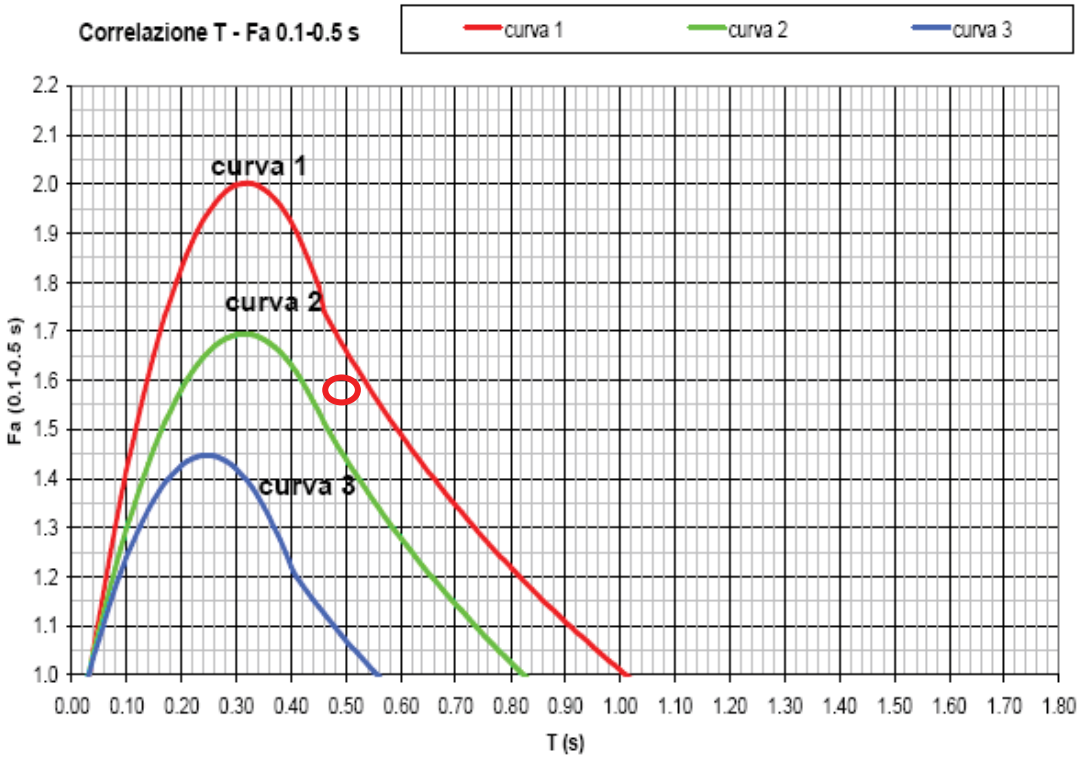


Fig. 22– Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare Fa sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici bassi)

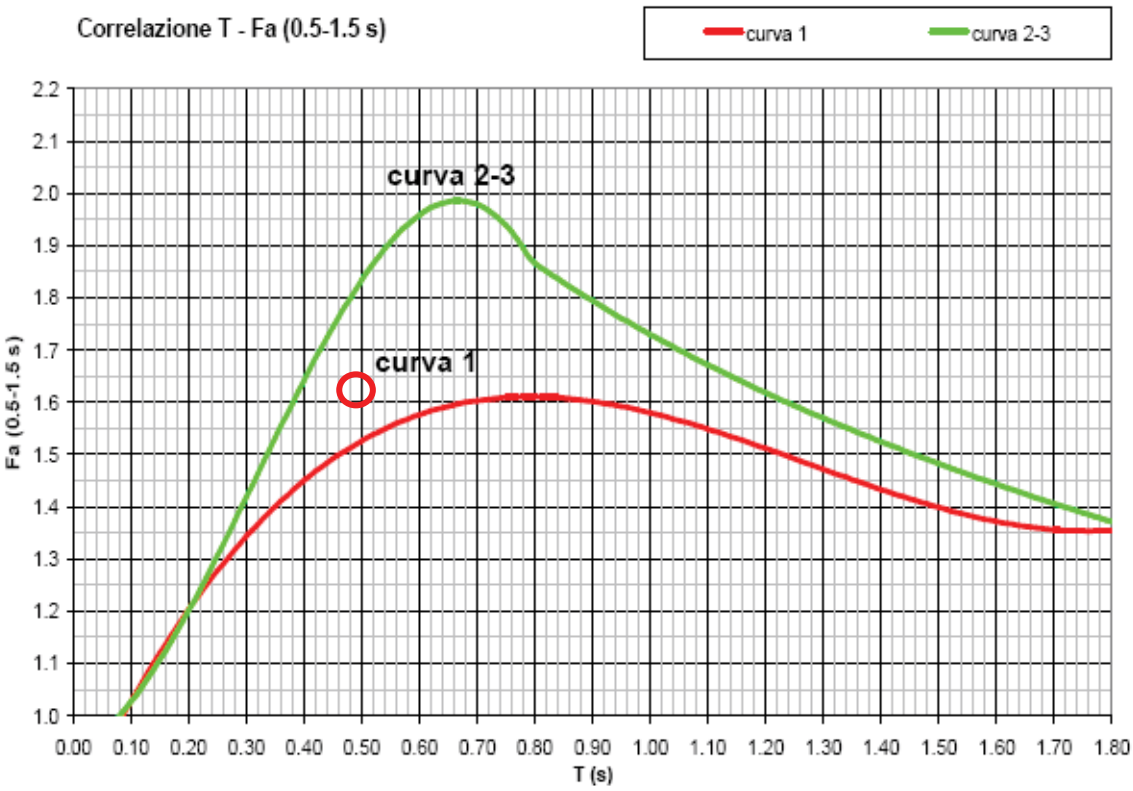


Fig. 23 – Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare Fa sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici alti)

Dagli abachi emerge come il valore attribuito al periodo (T=0,41), identifichi sulla curva verde un valore di **Fa =1,60 per edifici bassi (Fa di riferimento per i terreni di tipo C =1,90) e Fa = 1,65 per edifici alti (Fa di riferimento per i terreni di tipo C = 2,40).**

Nel nostro caso il valore di Fa calcolato risulta essere inferiore al valore di Fa di riferimento per la categoria del suolo C, sia per edifici alti che per edifici bassi, pertanto i valori calcolati di Fa sono accettabili e conformi alla categoria di suolo individuata.

Le tabelle sottostanti riportano i valori di Fa relativi, nel primo caso ad edifici bassi (max 4 piani), nel secondo caso ad edifici alti e flessibili (5 o più piani) per ogni tipo di suolo individuato dalla Regione Lombardia per il comune di Pavia.

VALORI DI SOGLIA PER PERIODO COMPRESO TRA 0.1-0.5 s					
COMUNE	Attuale classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
PAVIA	3	Suolo tipo B 1.4	Suolo tipo C 1.9	Suolo tipo D 2.2	Suolo tipo E 2.0

Tabella 5 - Valori di soglia di Fa relativi ad edifici bassi

VALORI DI SOGLIA PER PERIODO COMPRESO TRA 0.5-1.5 s					
COMUNE	Attuale classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
PAVIA	3	Suolo tipo B 1.7	Suolo tipo C 2.4	Suolo tipo D 4.2	Suolo tipo E 3.1

Tabella 6 - Valori di soglia di Fa relativi ad edifici alti

3.3 Parametri sismici

L'area di studio, da un punto di vista topografico, ricade nella classe T1.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Tabella 7: caratteristiche della superficie topografica

Gli elementi fondamentali dell'area di interesse ed i parametri sismici del sito in esame, sono:

SITO IN ESAME	**VALORE**
latitudine:	45, 206293
longitudine:	9,142231
Vita nominale:	50
Classe d'uso dell' edificio:	II
PARAMETRI SISMICI	**VALORE**
Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1
Coefficiente cu:	1,0

Tabella 8: dati del sito di riferimento

Le azioni sismiche di ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U):

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Coefficiente d'uso (C_U)	V_N	V_R
2	II	1.0	50 anni	50 anni

Tabella 9 – Determinazione del periodo di riferimento

A partire dai parametri di input sopra riportati, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} e del periodo di ritorno T_R, sono calcolati, per i diversi stati limite richiesti dalla norma, i valori a_g, F_0, T_C^* e gli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione sismica locale:

				Valori interpolati			Valori ricavati da a_g, F_O, e T_C*						
		P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C*	S_S	C_C	St	T_B	T_C	T_D	F_V
		[adm]	[anni]	[g]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,021	2,54	0,18	1,50	1,84	1,00	0.11	0.33	1.69	0.51
	SLD	63%	50	0,027	2,53	0,20	1,50	1,78	1,00	0.12	0.37	1.71	0.57
SLU	SLV	10%	475	0,064	2,54	0,28	1,50	1,59	1,00	0.15	0.45	1.87	0.88
	SLC	5%	975	0,082	2,53	0,28	1,50	1,59	1,00	0.15	0.46	1.95	1.01

Tabella 10 – Parametri e coefficienti sismici del sito

Si riportano di seguito i principali parametri e riferimenti che entrano in gioco:

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite;

T_R = periodo di ritorno;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale);

F_o= 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.

Ss = coefficiente di amplificazione stratigrafica

Cc = coefficiente di categoria di sottosuolo

St = coefficiente di amplificazione topografica

Tb = tratto ad accelerazione costante

Tc = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

Td = periodo inizio tratto a spostamento costante

Fv = fattore di amplificazione spettrale

SLE = stati limite di esercizio:

- **(SLO) Stato Limite di Operatività**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **(SLD) Stato Limite di Danno:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
-

SLU= stati limite ultimi:

- **(SLV) Stato Limite di salvaguardia della Vita**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **(SLC) Stato Limite di prevenzione del Collasso**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I tre valori ottenuti di a_g, F_o e Tc* definiscono le varie forme spettrali. Per calcolare il valore di A_{max} (accelerazione massima) occorre moltiplicare il valore di a_g per i coefficienti di amplificazione sismica (S) secondo la seguente relazione:

$$A_{max}=a_g\ (m/s^2) * S$$

Poiché l'accelerazione massima deve essere fornita in m/s^2 , dai valori nominali di a_g trovati in precedenza si determina il valore di accelerazione massima attesa al sito moltiplicando prima i valori di a_g per 9,81 m/s^2 e successivamente, per ottenere il valore finale di A_{max} relativo ad ogni stato limite, occorre moltiplicare a_g (m/s^2) per i coefficienti di amplificazione sismica S, con S = Ss x St (in questo caso S = 1,5 poiché Ss=1,50 e St=1,00).

		a_g (accelerazione orizzontale massima)	**a_g x 9,81** (m/s^2)	**S** (coefficiente di amplificazione sismica)	**A max** (accelerazione massima)
		[g]	m/s^2		m/s^2
SLE	**SLO**	0,021	0.20	1.5	**0.31**
	SLD	0,027	0.26	1.5	**0.40**
SLU	**SLV**	0,064	0.62	1.5	**0.93**
	SLC	0,082	0.80	1.5	**1.21**

Tabella 11 – Determinazione dell'accelerazione massima per i diversi stati limite

I coefficienti Kh (coefficiente sismico orizzontale riferito al sito) e Kv (coefficiente sismico verticale riferito al sito) hanno i seguenti valori:

		Kh	Kv
SLE	SLO	0,006	0,003
	SLD	0,008	0,004
SLU	SLV	0,019	0,010
	SLC	0,025	0,012

Tabella 12–Valori del coefficiente sismico orizzontale (Kh) e verticale (Kv), riferiti al sito

3.4 Fenomeno della liquefazione

La liquefazione di un terreno è rappresentata dal quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. La predisposizione a tale fenomeno rappresenta un elemento da tenere in considerazione soprattutto in chiave di progettazione antisismica.

La liquefazione interessa soprattutto i depositi sabbiosi sciolti, posti sottofalda, che presentano le seguenti caratteristiche:

- Sabbie da fini a medie con contenuti in materiale fine variabile fra 0 e 25%;
- Grado di saturazione pari a 1 (terreni sotto falda);
- Da poco a mediamente addensati;
- Profondità del deposito entro i 15 m dal piano campagna.
- Valori di Nspt inferiori a 10 nei primi 10 m di profondità.

Il D.M. 14/01/08 e l' OPCM 3274/03 riportano le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione, in particolare la verifica è da omettere nei seguenti casi :

1) eventi sismici attesi con magnitudo M inferiore a 5;
2) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1*g*;
3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche

(Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure sottostanti, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

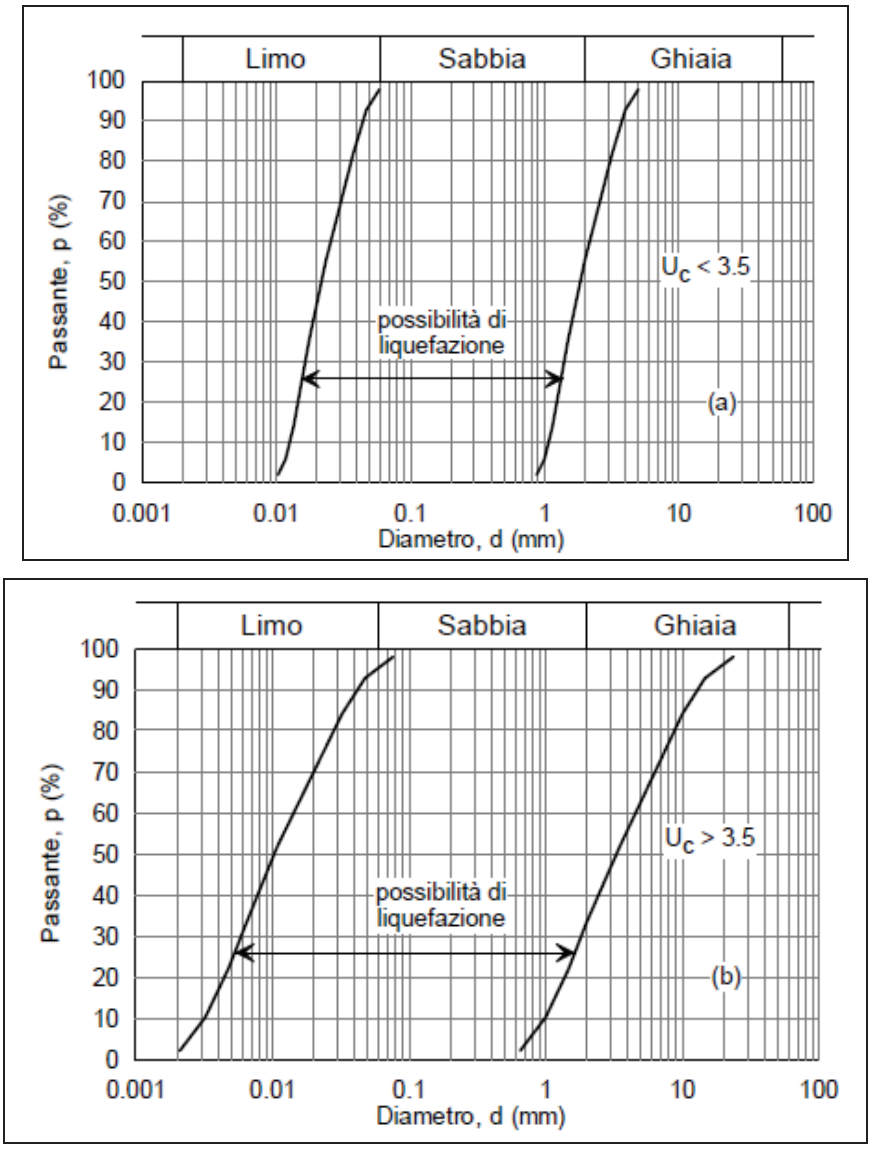


Fig.24 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Quando nessuna delle precedenti condizioni è verificata, la suscettibilità alla liquefazione deve essere verificata utilizzando metodologie di tipo statico-empirico, con riferimento al D.M. 14/01/08 (*punto* 7.11.3.4.3).

3.5 Analisi del rischio alla liquefazione

Per quanto attiene l'accelerazione attesa, secondo la normativa NTC, per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per una struttura di progetto di Tipo II con vita nominale di 50 anni, sul sito in esame (categoria di suolo C, categoria topografica T1, coefficiente cu 1.0) l'accelerazione massima al suolo in free-field (PGA) raggiunge il valore 0.094 g (ovvero il valore SLV pari a 0,93 di tabella 10). Pertanto, poichè tale valore è inferiore a 0,1 g, non è necessario procedere alla valutazione delle suscettibilità di liquefazione del terreno, come suggerito dalle medesime NTC.

4 INDAGINI GEOTECNICHE PREGRESSE

Per la definizione delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni di fondazione dell'opera in progetto sono state consultate indagini pregresse eseguite in occasione del Progetto Esecutivo "Nuovo Centro Medico di Pavia - Clinica del Lavoro".

- N. 3 sondaggi a carotaggio continuo, che hanno raggiunto profondità variabili tra 20 m (il terzo sondaggio) e 25 m (i primi due) e al cui interno sono state eseguite delle SPT in foro. Inoltre laddove il sondaggio restituiva terreni più limosi sono state eseguite delle verifiche con il pocket penetrometer.
- N. 14 prove penetrometriche dinamiche che hanno raggiunto tutte la profondità di 20 m tranne le prove n.1 e n.4 che si sono arrestate a 15 m.

La precisa ubicazione planimetrica delle indagini pregresse eseguite in relazione all'attuale area di intervento è riportata nella seguente figura.

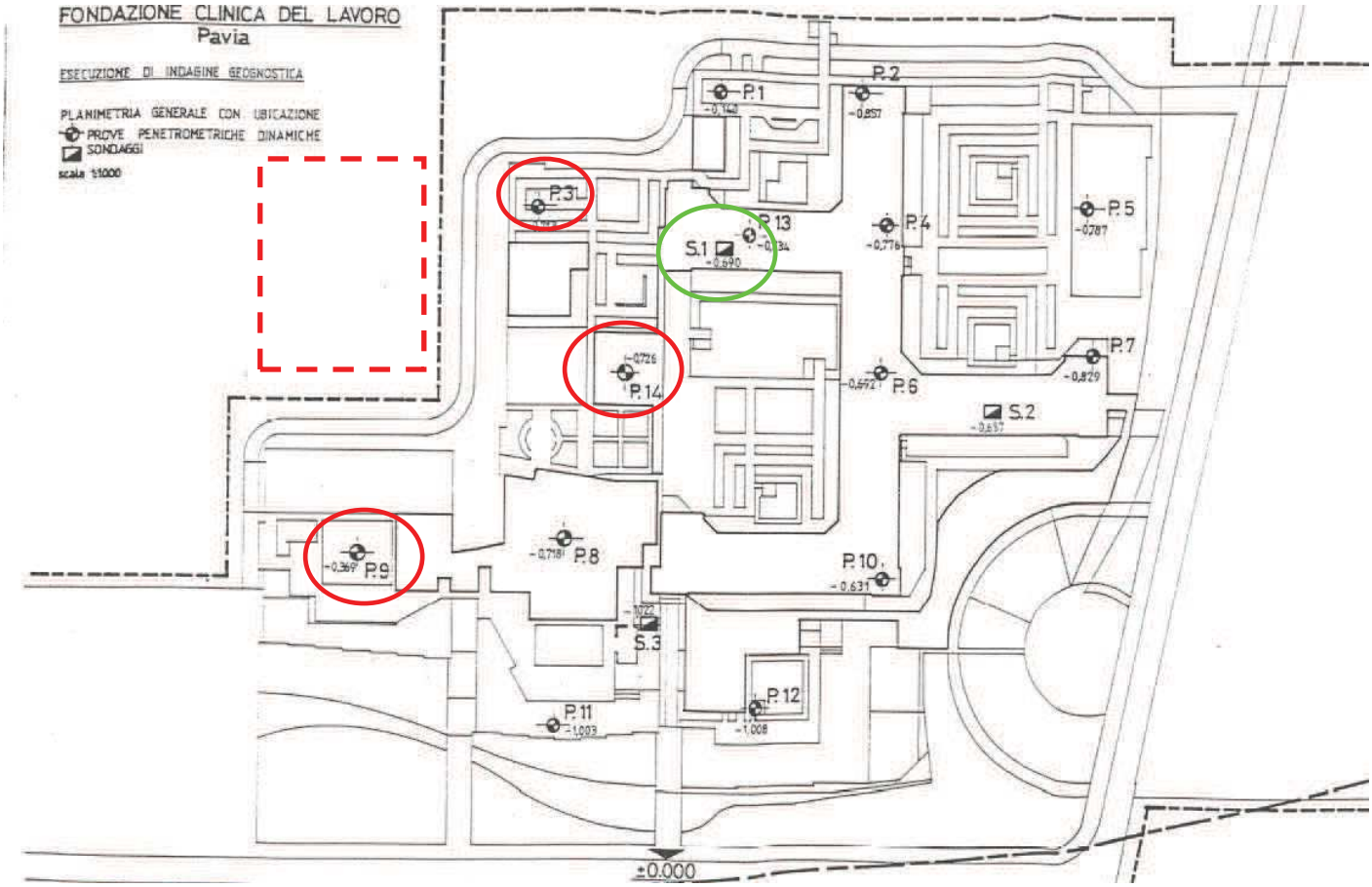


Fig.25 –Planimetria con l'ubicazione delle indagini pregresse eseguite.

Si riportano di seguito le risultanze delle prove penetrometriche P3 e P9.

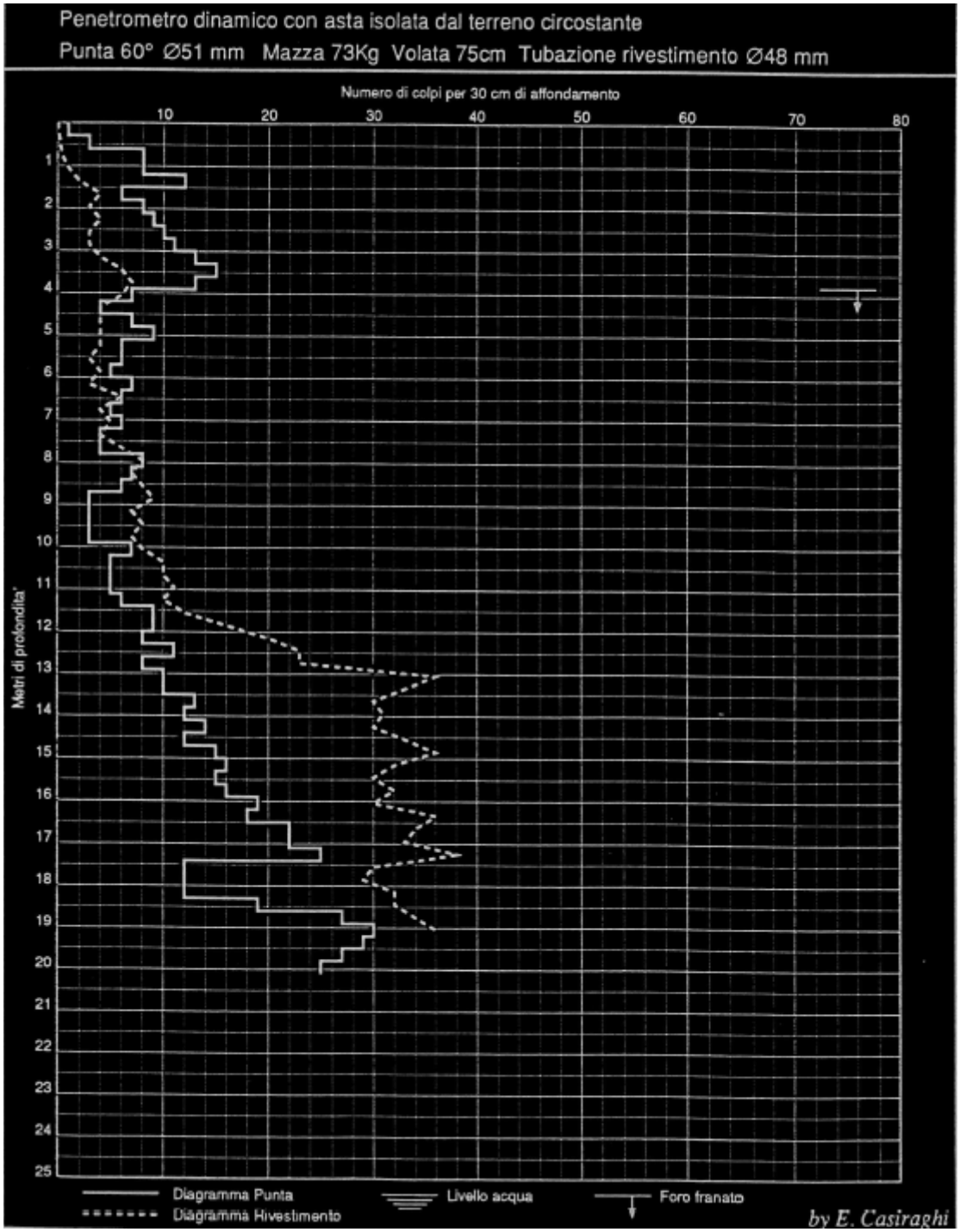


Fig.26a – Risultati prova penetrometrica pregressa P3

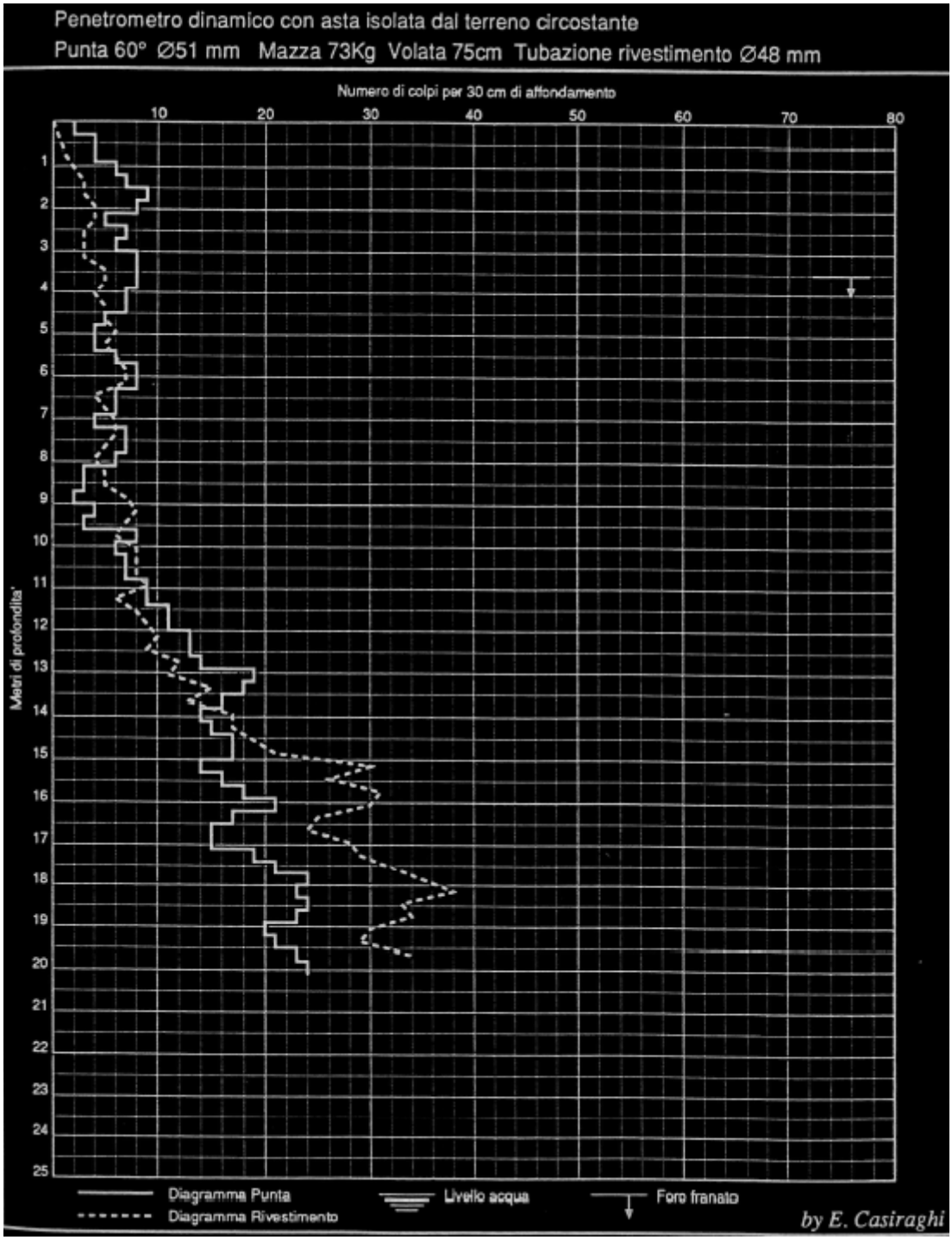


Fig.26b – Risultati prova penetrometrica pregressa P9

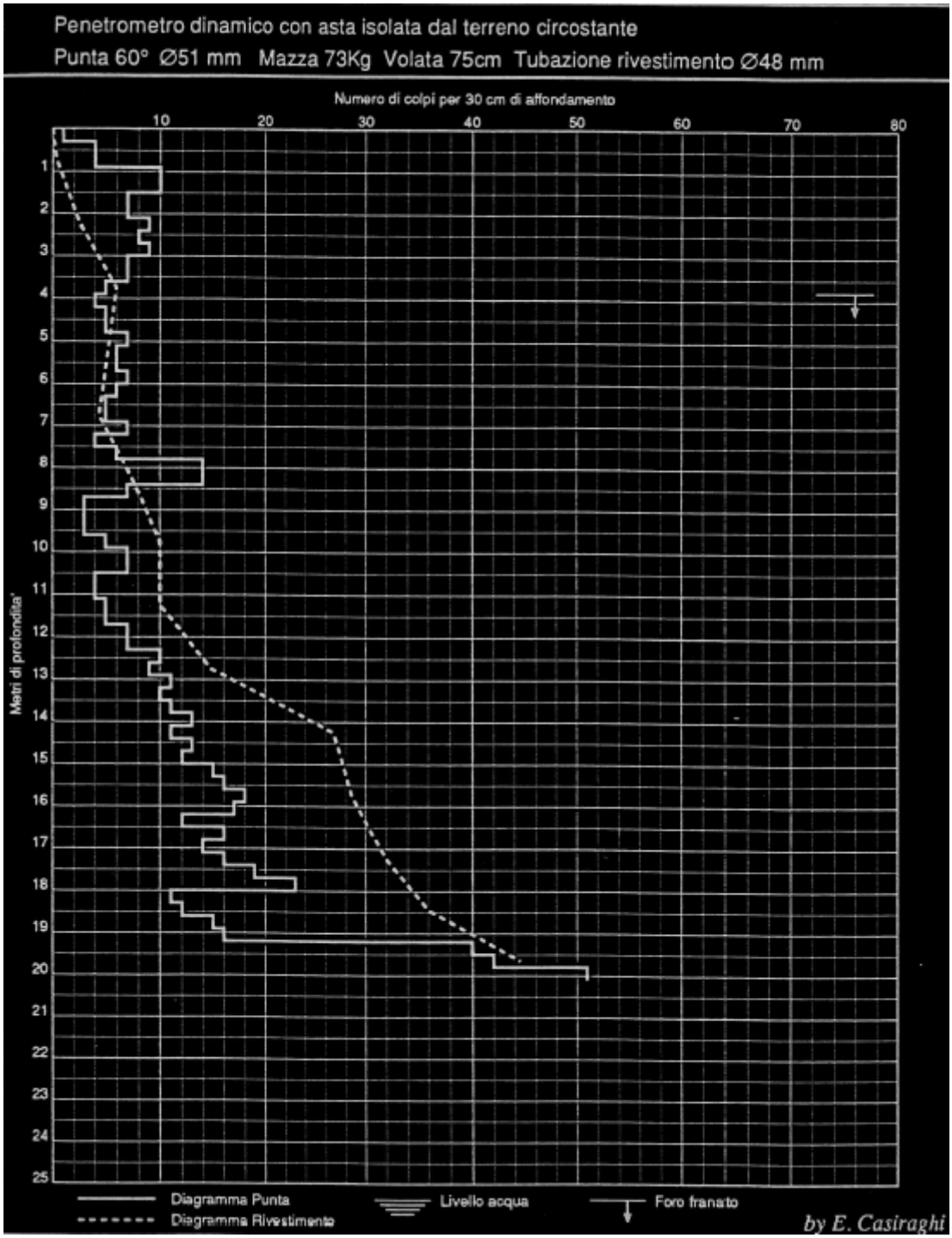


Fig.26c – Risultati prova penetrometrica pregressa P14

Il sondaggio S1, realizzato a circa 100 m ad Est dall'attuale area di studio ha permesso di ricostruire la seguente successione di terreni (stratigrafia semplificata):

Profondità (m)	**Descrizione litologica**
Da 0 a 9.45 m	Sabbie da fini a medie con ghiaietto
Da 9,45 a 12,30 m	Limo grigio scuro
Da 12,20 a 25 m	Sabbia fine grigia con lenti limose

4.1 Caratteristiche litostratigrafiche

Sulla base delle prove penetrometriche, dei sondaggi geognostici e delle SPT in foro pregresse, il terreno in esame risulta costituito, fino ad una profondità di circa 25 m, da un deposito sabbioso fine e medio con ghiaietto, con locali intercalazioni limose..

Nei fori di sondaggio era stata rilevata la falda alla profondità di circa 4 m dal piano campagna, tuttavia è plausibile, in base alle oscillazioni stagionali della falda, che la falda possa risalire ulteriormente di circa 1-1,5 m attestandosi fino a 2,5 m dal piano campagna.

Modello litostratigrafico prove penetrometriche dinamiche pregresse

Le elaborazioni dei dati pregressi hanno evidenziato la seguente successione stratigrafica:

- Lo ***strato superficiale*** è caratterizzato dal terreno vegetale (da 0,00 fino alla profondità di – 0,60 m)

- **Orizzonte A** (da – 0,60 m alla profondità di circa – 8,00÷10,00) è invece costituito da sabbia limosa localmente ghiaiosa a medio basso grado di addensamento. I primi 3-4 m risultano più compatti come si evince anche dalla prova P3.

- Lo ***Orizzonte B*** individuato (da – 8,00÷10,00 m fino alla profondità di circa – 10,00÷12,00 m) è caratterizzato da sabbie fini, localmente molto sciolte.

- Lo ***Orizzonte C*** individuato (da – 10,00÷12,00 m fino alla profondità di circa – 13,50÷15,80 m) è caratterizzato da limo loc. argilloso.

- Lo ***Orizzonte D*** individuato (da – 13,50÷15,80 m fino a oltre i 25 m) è caratterizzato da sabbie ad alto grado di addensamento con rare e sottili intercalazioni di limo e ghiaietto.

Modello litostratigrafico sondaggi pregressi

In particolare le indagini pregresse hanno permesso di individuare fino alla profondità di 25 m la seguente successione litostatigrafica :

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	Nspt medio
da 0.60 a 8.00÷10.00	sabbia limosa localmente ghiaiosa a medio-basso grado di addensamento	**orizzonte A**	**15**
da 8.00÷10.00 a 10.00÷12.00	Sabbie fini localmente molto sciolte	**orizzonte B**	**4**
da 10.00÷12.00 a 13,50÷15.80	Limo loc. argilloso	**orizzonte C**	**11**
da 13,50÷15.80 a oltre 25 m	Sabbia	**Orizzonte D**	**42**

Modello geomeccanico di riferimento

Nelle seguenti tabelle, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti suddivisi sulla base delle risultanze delle indagini pregresse (sondaggi e prove penetrometriche SPT) riportanti le seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento dei materiali, proprietà fisico-meccaniche.
All'interno del *range* di riferimento è possibile identificare il valore medio, considerato come valore medio spaziale ovvero, la media dei valori relativi ad un determinato volume di terreno (esempio : volume di terreno interessato dal cuneo di rottura o da una superficie di scivolamento).
I parametri geotecnici degli orizzonti in esame sono stati ricavati utilizzando le correlazioni riportate in letteratura.

Peso dell'unità di volume γ **:** è stato assunto sulla base dei valori tipici indicati in letteratura come γ_{wet} (peso dell'unità di volume umido) e γ' (peso dell'unità di volume immerso).
Densità relativa Dr **:** è un parametro che indica il grado di addensamento di un deposito incoerente e quindi la sua compressibilità. E' stata calcolata con la correlazione di Skempton il quale propone la seguente correlazione:$Dr = ((N1)_{60})/60)^{0,5}$
Dove $((N1)_{60})$ si riferisce al sistema di battitura pari a 60% tenendo conto della tensione verticale efficace in Kpa.

***Angolo di attrito ϕ'*:** l'angolo di attrito esprime la resistenza al taglio dei terreni considerando nulla la coesione; il valore è stato ottenuto con la correlazione di Schmertmann (1977) in base alla densità relativa ed alla pressione efficace.

***Modulo o rapporto di Poisson μ* :** costante elastica con valori compresi fra 0 e 5; sulla base delle indicazioni riportate in letteratura per terreni sabbioso ghiaiosi si può assumere un valore pari a 0,30/0,35.

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE			
Orizzonte A – SABBIA LIMOSA LOCALMENTE GHIAIOSA			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Spessore		m	8.0 10.0
Densità relativa	Dr	%	40-60
Addensamento			medio
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,80÷1,85
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	30÷32
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	150÷250
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
Orizzonte B - SABBIE FINI LOCALMENTE			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Spessore		m	2.0
Densità relativa	Dr	%	30-40
Addensamento			sciolte
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,75÷1,80
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	/
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	0.40÷0.60

PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	100-120
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
Orizzonte C – LIMO LOC. ARGILLOSO			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			coesivo
Spessore		m	3.0-4.0
Densità relativa	Dr	%	
Addensamento			plastico
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,70÷1,75
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	-
Coesione efficace	C′	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	0.6-0.8
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo edometrico	M	Kg/cm^2	50-70
coefficiente di Poisson	μ	-	0,35
Orizzonte D – SABBIE			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Spessore		m	n.d.
Densità relativa	Dr	%	50-80
Addensamento			
PESI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Peso di volume	γ	t/m^3	1,90÷1,95
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	35-38
Coesione efficace	C′	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	200÷350
coefficiente di Poisson	μ	-	0,35

5 INTERVENTI IN PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo impianto di cogenerazione alimentato da fonti convenzionali con potenza inferiore a 3MWt da parte degli "Istituti Cliniici Scientifici Maugeri".

L'intervento prevede l'installazione del nuovo gruppo su un basamento in calcestruzzo armato che verrà posto su un'area attualmente libera a prato all'interno della proprietà dell'Istituto. Oltre al gruppo si prevede anche l'istallazione di un armadio per l'allacciamento alla rete di distribuzione del gas metano e di un misuratore a turbina.

In particolare l'impianto sarà lungo circa 18,00 m e largo circa 8,00 m di per un'altezza massima del silenziatore pari a 10 m.

In adiacenza al suddetto impianto sarà posto un ulteriore basamento di forma quadrata in calcestruzzo armato su cui verranno posti due serbatoi per l'olio da 1100 litri, avente lato pari a circa 3 m.

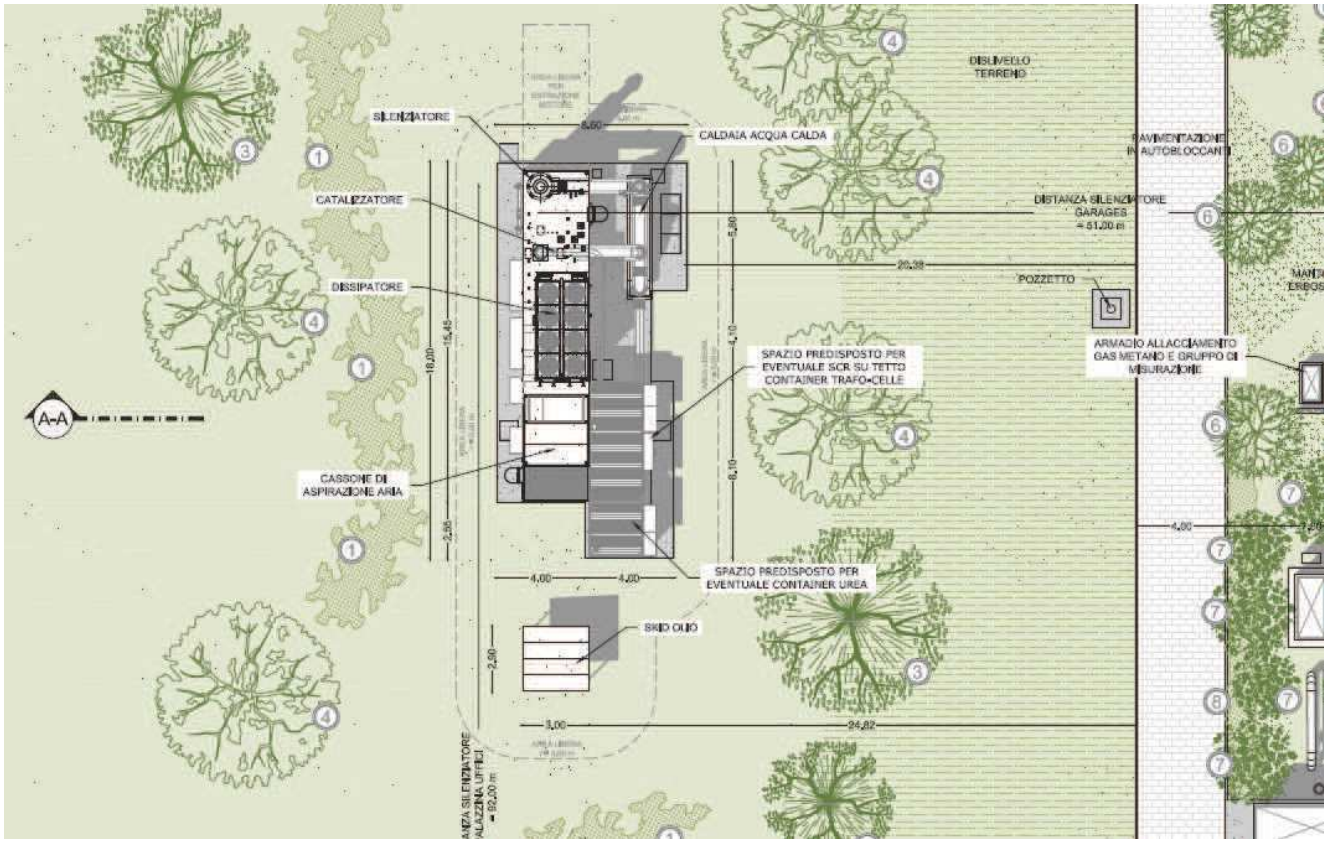


Fig.27 – Planimetria di progetto

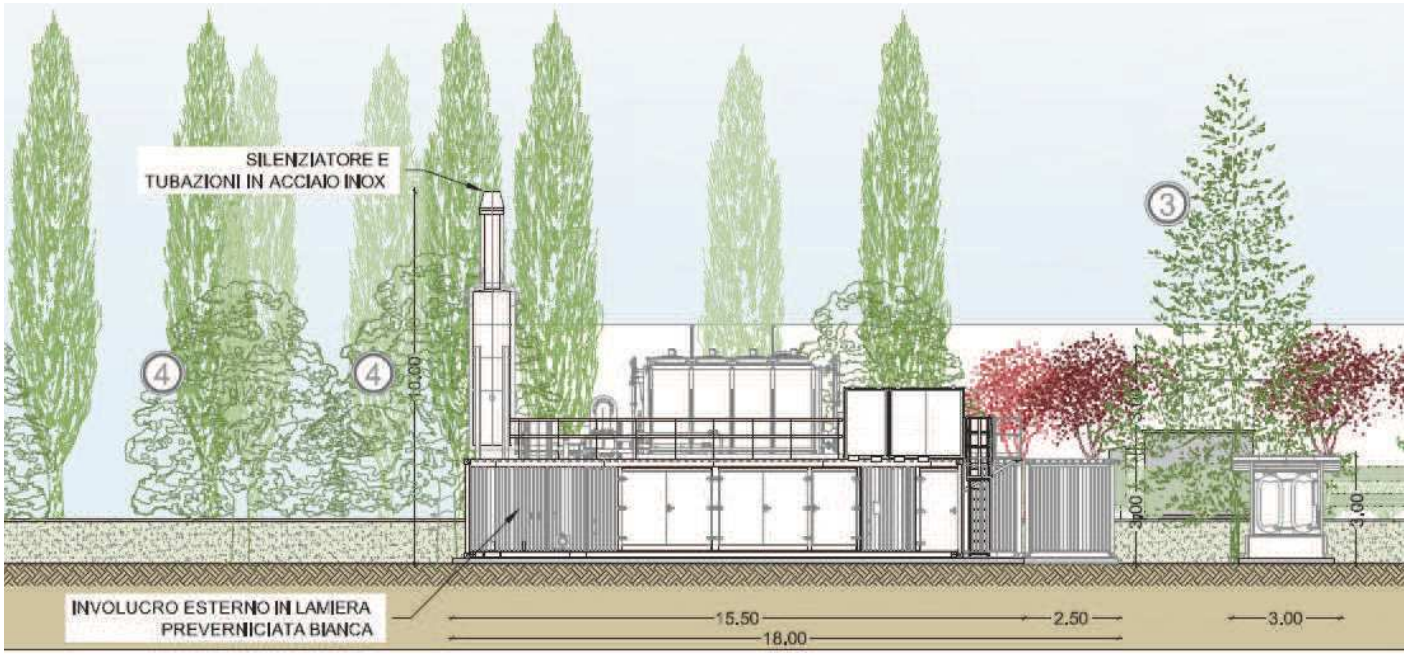


Fig.28 – Sezione longitudinale

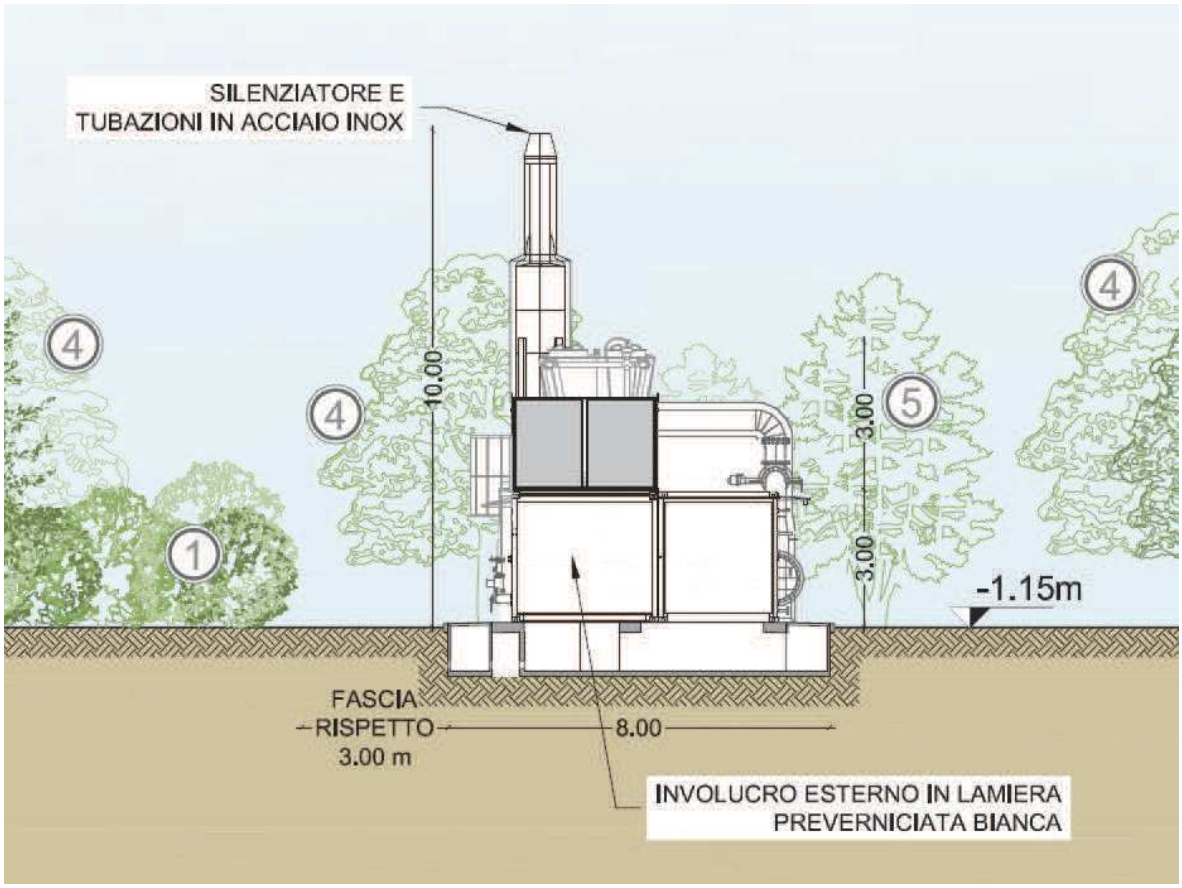


Fig.29 – Sezione trasversale

6 SCAVI

In considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti aventi altezza del fronte di scavo superiore a 1,50 m; tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni sul fronte di scavo e permetterà di poter lavorare all'interno dello scavo in assoluta sicurezza, come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni*".

Si riportano di seguito gli articoli più significativi.

- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.*

  DM 14 01 08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

Al fine di evitare il franamento e/o spostamento dei terreni di scarpata si consiglia di ricorrere ad una delle seguenti soluzioni da dimensionare in fase progettuale :

- scavo tradizionale con angolo di sbancamento adeguato tale da garantire le condizioni di massima sicurezza (da definire in fase progettuale). Questa soluzione potrà essere completata dalla formazione di gradoni utili alla diminuzione della pendenza e dell'altezza di fronti di scavo verticali molto estesi.

Al termine delle operazioni di scavo si dovranno adottare adeguate protezioni necessarie per prevenire eventuali fenomeni di dilavamento da parte delle acque piovane.

- utilizzo di opportune strutture di sostegno (paratie, berlinese di micropali, ecc)

7 Terre e rocce da scavo

Con la pubblicazione (S.O. n° 63 della G.U. n° 194 del 20 agosto 2013) della legge n° 98 del 9 agosto 2013 di conversione, con modifiche, del decreto legge 21 giugno 2013, n° 69, recante "Disposizioni urgenti per il rilancio dell'economia" (*cd* "decreto Fare"), in vigore dal 21 agosto 2013, sono state introdotte diverse modifiche nella normativa ambientale, tra cui alcune particolarmente rilevanti in tema di terre e rocce da scavo.

L'art. 41bis modifica nuovamente, dopo neanche due mesi, la normativa in materia, abrogando l'art. 8bis del decreto legge n° 43/2013 convertito, con modifiche, nella legge n° 71/2013 (che aveva, per alcune casistiche, risuscitato il già abrogato art. 186 del d.lgs. 152/06).

La situazione che si viene a delineare in tema di gestione delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti è la seguente:

- applicazione (come previsto dall'art. 41, comma 2, della nuova norma) del Regolamento di cui al DM 161/2012 per i materiali da scavo derivanti da opere sottoposte a VIA o ad AIA;
- applicazione dell'art. 41bis in tutti gli altri casi, quindi non solo per i cantieri inferiori a 6.000 mc, ma per tutte le casistiche che non ricadono nel DM 161/2012.

La nuova norma prevede che il proponente o il produttore attesti il rispetto dei quattro punti (comma 1 dell'art. 41bis) che consentono di considerare i materiali da scavo come sottoprodotti e non rifiuti mediante una "autocertificazione" (dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà, ai sensi del DPR 445/2000) **da presentare all'Arpa** (comma 2) territorialmente competente.

Le attività di scavo devono essere autorizzate dagli enti competenti in quanto attività edilizie e quindi il processo di autocertificazione dovrà comunque essere coordinato con l'iter edilizio. Il produttore (comma 3) deve inoltre confermare l'avvenuto utilizzo alle Arpa in riferimento al luogo di produzione e di utilizzo. Il trasporto (comma 4) avviene come bene/prodotto.

La dichiarazione deve contenere sufficienti indicazioni sulla quantità e qualità dei materiali da scavo e sui siti interessati (produzione, deposito e utilizzo), al fine di permettere la verifica del rispetto delle quattro condizioni (indicate nel comma 1 dell'art. 41bis) indispensabili per poter classificare il materiale come sottoprodotto.

8 CARICO LIMITE

Calcolo Della Resistenza Di Progetto : Metodo Agli Stati Limite (SLU)

In questo paragrafo si è proceduto al calcolo delle resistenze di progetto Rd alla rottura per carico limite (nel caso in esame, sono stati utilizzati entrambi gli approcci progettuali) mediante la formula di Meyerhof per fondazione con piano di posa orizzontale e carico verticale centrato, nelle seguenti ipotesi fondazionali:

IPOTESI 1 FONDAZIONE SUPERFICIALE RETTANGOLARE

Tipo di fondazione: **rettangolare**
Orizzonte litologico interessato dal piano di posa della fondazione: orizzonte A

I calcoli forniscono i valori del secondo membro della relazione generale
$E_d <= R_d$
dove
Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

La verifica potrà essere eseguita mediante la definizione dei valori del primo termine.

Per il calcolo della Rd alla rottura per Carico limite è stata utilizzata la relazione trinomia di Meyerhof:

$$Q_{ult} = \gamma_r * D * N_q * s_q * d_q * i_q + 0{,}5 * B' * g * N_g * s_g * d_g * i_g + c' * N_c * s_c * d_c * i_c$$

in cui N_c, N_q e N_γ sono fattori di capacità portante adimensionali, s, d, i, b e g sono coefficienti che dipendono dal tipo di fondazione, dalla profondità del piano di posa, dall'inclinazione del carico, del piano di fondazione e del terreno, γ esprime il peso di volume del terreno interessato, c indica la coesione mentre B rappresenta la larghezza della fondazione e D indica l'immorsamento nel terreno della fondazione.
Nei successivi calcoli relativi alla resistenza di progetto verrà considerato il peso di volume immerso, considerando che l'escursione della superficie freatica possa raggiungere una profondità, dal piano di fondazione, minore della larghezza B della fondazione in progetto e quindi possa in alcuni periodi dell'anno interferire con il cuneo di spinta attiva generato dalla suddetta fondazione.

Calcolo delle resistenze di progetto allo SLU con il metodo di Meyerhof per fondazioni superficiali

Parametri geotecnici del terreno	ORIZZONTE A		A1+M1+R1		A2+M2+R2		A1+M1+R3	
				platea		platea		platea
VALORI DI PROGETTO								
Peso specifico terreno di fondazione	(g)	t/m^3	**0,85**		**0,85**		**0,85**	
Angolo di attrito interno	(f)	°	**30,00**		**24,80**		**30,00**	
Coesione*	(c')	t/m^2	**0,00**		**0,00**		**0,00**	
Kp = tg^2 (45°+f/2)	Kp	\	**3,00**		**2,45**		**3,00**	
Peso specifico terreno di riporto	(g_r)	t/m^3	**1,80**		**1,80**		**1,80**	
Caratteristiche geometriche della fondazione								
Larghezza fondazione	B	m	**8,00**		**8,00**		**8,00**	
Lunghezza fondazione	L	m	**18,00**		**18,00**		**18,00**	
Eccentricità larghezza	e_x	m	0,00		0,00		0,00	
Approfondimento	D	m	**0,50**		**0,50**		**0,50**	
Inclinazione carico	i	°	0,00		0,00		0,00	
Larghezza ridotta	B'	m	0,30		0,30		0,30	
Coefficenti di fondazione								
$Nq = e^{(p*tg f)} * tg^2 (45°+f/2)$			18,4		10,4		18,4	
Ng = (Nq - 1) tg (1,4 f)			15,7		6,5		15,7	
Nc = (Nq - 1) ctg (f)			30,1		20,4		30,1	
Fattori di forma								
s_c = 1+ 0,2 * Kp (B/L)			1,27		1,22		1,27	
$s_q = s_g$ = 1+ 0,1 * Kp (B/L)			1,13		1,11		1,13	
Fattori di profondità								
d_c = 1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B			1,02		1,02		1,02	
$d_q = d_g$ = 1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B			1,01		1,01		1,01	
Fattori di inclinazione del carico								
$i_q = i_c$ = $(1 - i°/90)^2$			1		1		1	
i_g = $(1 - i°/f)^2$			1		1		1	
CALCOLO CARICO LIMITE								
q_{ult} = $g_r * D * Nq * sq * dq * iq$			19,0		10,5		19,0	
+ $0,5 * B' * g * N_g * s_g * d_g * i_g$			2,3		0,9		2,3	
+ $c' * Nc * s_c * d_c * i_c$			0		0		0	
Resistenza ultima		t/m^2	***21,3***		***11,5***		***21,3***	
Resistenza di progetto Rd		t/m^2	***21,3***		***6,4***		***9,2***	
		kg/cm^2	**2,13**		**0,64**		**0,92**	

Riassumendo, per quanto riguarda le diverse ipotesi analizzate in precedenza, si ottengono i seguenti valori di resistenza di progetto allo SLU:

PIANO DI POSA = (orizzonte A)			
Resistenza di progetto al collasso per capacità portante del terreno riferita ad una fondazione nastriforme con carico verticale e piano di posa orizzontale **Larghezza fondazione B= 8,00 m**			
APPROCCIO	Resistenza ultima	Coefficiente riduttivo resistenze	Resistenza di progetto Rd
1 DA 1	2,13 Kg/cm^2	1	2,13 Kg/cm^2
1 DA 2	1,15 Kg/cm^2	1,8	0,64 Kg/cm^2
2 COMBINAZIONE UNICA	2,13 Kg/cm^2	2,3	0,92 Kg/cm^2

- **8.1. Valutazione dei cedimenti (Stati Limite di Esercizio SLE delle NTC)**

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite d'esercizio, a tale scopo il progettista deve individuare gli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per la struttura in progetto, il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno – struttura è in funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio considerato deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d.$$

Dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (cedimento)

C_d = è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Esso deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Sarà opportuno verificare in fase progettuale il cedimento (E_d *) riferito al carico di esercizio della struttura .*

Occorre inoltre ricordare che le cause di eventuali cedimenti differenziali sono riconducibili a diversi fattori:

- differente distribuzione dei carichi unitari da zona a zona ;

- locale infiltrazione di acqua superficiale (pluviali o scarichi idrici non efficienti, eventi meteorici intensi) che provoca l'alterazione dello stato di compattezza del terreno di fondazione;
- disomogeneità nello spessore degli strati individuati.

9 CONCLUSIONI

La presente relazione geologico-sismica è stata redatta a supporto del progetto per l'istallazione di un gruppo di cogenerazione presso gli ICS della "Fondazione Salvatore Maugeri – Clinica del lavoro e della Riabilitazione".

L'elaborato oltre ad illustrare l'assetto geologico, idrogeologico e sismico dei luoghi prende in considerazione i risultati di indagini geotecniche pregresse eseguite per l'edificazioni del complesso ospedaliero nel 1992. Al fine di risalire alla corretta categoria del sottosuolo da un punto di vista sismico si è invece proceduto, settembre 2017, alla realizzazione di un'indagine sismica lineare (MASW) eseguita direttamente nell'area di intervento.

Dagli studi effettuati e dall'indagine eseguita sul terreno, ai sensi delle leggi vigenti, emerge una situazione geologica - idrogeologica idonea all'esecuzione dell'opera in progetto.

In particolare, i risultati delle analisi eseguite, consentono di indicare i seguenti dati geologici e geotecnici di sintesi:

- *Dall'analisi dello studio geologico redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T.. del Comune di Pavia, risulta che l'area in esame ricade all'interno della classe 2 – Fattibilità con modestei limitazioni - sottoclasse A (b)*

- *Durante la campagna di indagini pregresse consultate è stata rilevata la falda superficiale alla profondità di 4 m. Tuttavia è possibile una variazione del livello piezometrico dovuto al fatto che l'escursione annua della superficie freatica è influenzata sia dal ciclo delle irrigazioni sia dalla vicinanza del Fiume Ticino. Tuttavia, dalla ricerca bibliografica e dai risultati di indagini pregresse in prossimità dell'area in esame, è stato individuato un livello acquifero superficiale alla profondità variabile nell'intervallo compreso tra - 1,30m e -2,00 m dal piano campagna*

Secondo quanto riportato nella D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", il Comune di Pavia è passato dalla "classe sismica 4" alla "classe sismica 3".
I parametri sismici identificativi del sito sono:

- ✓ il sottosuolo, a seguito della verifica di II livello, è da assumere in categoria **C** (Tab. 3.2.II delle NTC);
- ✓ le condizioni morfologiche sono da inserire nella categoria **T1.**
- ✓ Il terreno non è suscettibile alla liquefazione

◈ L'elaborazione dei dati pregressi a disposizione, ha permesso di evidenziare una successione stratigrafica composta da **4 orizzonti** principali distinti per natura litologica, granulometria e grado di addensamento; in particolare, il modello litostratigrafico - geomeccanico ottenuto dall'analisi dei risultati delle prove pregresse (SPT - CPT), è così definito:

PROFONDITA' (m da p.c.)	**MODELLO LITOSTRATIGRAFICO**	**MODELLO GEOMECCANICO**	**Nspt medio**
da 0.60÷0.80 a 8.00÷10.00	sabbia limosa localmente ghiaiosa a medio-basso grado di addensamento	**orizzonte A**	**15**
da 8.00÷10.00 a 10.00÷12.00	Sabbie fini localmente molto sciolte	**orizzonte B**	**4**
da 10.00÷12.00 a 13,50÷15.80	Limo loc. argilloso	**orizzonte C**	**11**
da 13,50÷15.80 a oltre 25 m	Sabbie	**Orizzonte D**	**42**

Per l'adempimento di quanto prescritto dalle **Nuove Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008**, il presente studio dovrà essere integrato con una relazione geotecnica che motivi la scelta del sistema di fondazione adottato, ne verifichi gli aspetti di collasso per capacità portante agli **SLU** e le condizioni di equilibrio agli **SLE**.

Al fine di non alterare l'attuale equilibrio dell'area investigata nonché la stabilità dell'area circostante, si raccomanda di:

- ✓ adottare una scrupolosa raccolta e regimazione delle acque di scolo superficiali, eliminando l'infiltrazione idrica entro il terreno d'imposta delle fondazioni;
- ✓ prevedere la realizzazione di un idoneo sistema di impermeabilizzazione di eventuali strutture interrate e/o seminterrate poiché potrebbero essere interessate da oscillazioni stagionali della falda freatica superficiale
- ✓ in considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno, si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti con fronte di scavo avente altezza superiore a 1,5 m, utilizzando opportune strutture di sostegno (scavo a campione, scavo tradizionale con pendenza adeguata).

  Tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni adiacenti l'area oggetto d'intervento, inoltre l'opera di sostegno delle terre permetterà di poter lavorare nello scavo in assoluta sicurezza, come previsto come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni*".

L'apertura degli scavi di sbancamento consentirà la verifica in continuo delle caratteristiche geotecniche del terreno sul piano di posa delle fondazioni adeguando, se del caso, i criteri tecnici sopra esposti, si raccomanda al D.L. di verificare l'omogeneità litologica e geotecnica dei terreni su tutta l'area interessata dalla fondazione prevedendo l'asportazione di eventuali strati sciolti e la loro successiva sostituzione con cls magro e/o inerte compattato.

Settembre 2017

dott. geol. Gianluca Nascimbene

Iscritto all'Ordine dei Geologi della Lombardia N° 1076

Dott. Filippo Rizzo
Via Chiozzo, 44/C
27100 Pavia
P. IVA 01862980180
filipporizzo73@gmail.com

PROGETTO PER HOUSING SOCIALE A PAVIA IN VIA MONTESANTO 2



RELAZIONE GEOLOGICA
(D.M. 14/01/2008 - D.G.R. 30/11/2011 - n. IX/2616)

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
Dr. Geologo FILIPPO RIZZO n. 1167

Luglio 2016

COMMITTENTE: SEMINARIO VESCOVILE DI PAVIA

INDICE

1 - PREMESSA 3
2 - CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO 5
3 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO 6
4 - INQUADRAMENTO IDROGEOMORFOLOGICO 7
4.1 - Lineamenti geologici geomorfologici e litostatigrafici……7
4.2 - Lineamenti idrogeologici e idrografici…… 8
4.3 Sismicità del territorio comunale e classificazione sismica 9
4.4 Rischio sismico e pericolosità sismica locale..... 11
5 - CONDIZIONI DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA 13
6 - INDAGINI DI DETTAGLIO 14
6.1 Prove penetrometriche statiche SCPT 15
6.2 Caratterizzazione litostratigrafica e idrogeologica di dettaglio..... 15
6.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni..... 16
6.4 Indagini geofisiche 16
6.5 Analisi sismica di 2° livello..... 23
6.6 Parametri sito-specifici 27
ALLEGATO 1 – STRALCIO CARTA GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO (scala 1:10000)
ALLEGATO 2 – STRALCIO CARTA IDROGEOLOGICA (Scala 1: 10.000)
ALLEGATO 3 – STRALCIO CARTA DELLE ISOFREATICHE (scala 1:10000)
ALLEGATO 4 – STRALCIO CARTA DI SINTESI (scala 1:10000)
ALLEGATO 5 – STRALCIO CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA (scala 1:10000)
ALLEGATO 6 – PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE
ALLEGATO 7 – PROVE PENETROMETRICHE
ALLEGATO 8 – INDAGINE GEOFISICA – MASW

1 - PREMESSA

La presente relazione geologica è stata redatta a supporto del progetto "housing sociale" per la riqualificazione delle strutture esistenti in via Montesanto n.2 a Pavia.

La stesura della relazione è stata preceduta da specifiche indagini condotte in ottemperanza a quanto prescritto dal D.M. 14/01/08 "*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*", che rappresenta la più recente applicazione normativa della Legge n. 64 del 1974 e dei successivi D.M. applicativi, con particolare riferimento al D.M. 11/03/88.

Si precisa, inoltre, che le attività svolte hanno risposto anche a quanto previsto dai criteri regionali di cui alla D.G.R. 30/11/2011 - n. IX/2616, in merito alla verifica della fattibilità dell'intervento in rapporto alle previsioni delle Norme geologiche del PGT comunale, con specifico riferimento alle prescrizioni richieste per la classe di fattibilità geologica e alla classe di pericolosità sismica attribuite al settore in cui ricade il sito d'intervento.

In merito a quest'ultimo aspetto, si ricorda infatti che ai sensi della nuova classificazione sismica del territorio regionale di cui alla D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129, entrata in vigore il 10/04/2016, il Comune di Pavia è stato riclassificato in zona sismica 3.

Nello specifico, l'analisi sismica di 1° livello effettuata dallo studio geologico a supporto del PGT comunale ha permesso di individuare per l'intero territorio del Comune (e quindi per l'area oggetto d'indagine) la situazione corrispondente allo scenario Z4a *"Zona di fondovalle e di pianura, con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi"* di cui all'Allegato 5 della D.G.R. 30/11/2011 - n. IX/2616, in grado di determinare gli effetti sismici locali per amplificazioni litologiche. Per i Comuni ricadenti in zona sismica 3, la normativa regionale richiede per lo scenario Z4 l'applicazione del 2° livello di approfondimento degli effetti sismici nelle aree urbanizzate o urbanizzabili in fase di pianificazione. In assenza di tali studi a livello di strumento urbanistico, si è provveduto a svolgere l'analisi sismica di 2° livello per l'area di intervento, a partire dai risultati delle indagini geofisiche dirette eseguite.

Le prove condotte in campo hanno permesso di definire, in dettaglio, le caratteristiche peculiari del sito di intervento, con particolare riferimento all'assetto idrogeologico, alla strutturazione litostratigrafica ed alla caratterizzazione geotecnica e sismica del sottosuolo.

Il percorso conoscitivo delle caratteristiche idrogeomorfologiche e litotecniche della zona di specifico interesse si è svolto secondo le seguenti fasi di studio:

- esame dei dati geologici ed idrogeologici pregressi della zona, ottenuti attraverso ricerche di carattere bibliografico; in particolare sono stati consultati gli elaborati dello studio geologico della Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio del Comune di Pavia (in attuazione della L.R. 11 marzo 2005, n. 12) del 2012 a cura del Dott. Finotelli;
- analisi della sismicità del territorio (in linea con le disposizioni nazionali introdotte dall' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003), con valutazione della risposta sismica locale;
- rilevamenti in posto per la valutazione diretta delle caratteristiche morfologiche dell'area di specifico interesse e di un suo adeguato intorno;
- esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche SCPT, spinte sino alla profondità massima di -9,00 m dal piano di campagna, eseguite nel mese di luglio 2016;
- esecuzione di indagine geofisica, consistita in uno stendimento sismico impiegando l'Analisi multicanale di onde di superficie [MASW] per la misura dell'andamento della velocità di propagazione delle onde S del sottosuolo allo scopo di definire il valore Vs_{30} e la relativa categoria di sottosuolo (come previsto dal DM 14/01/2008);

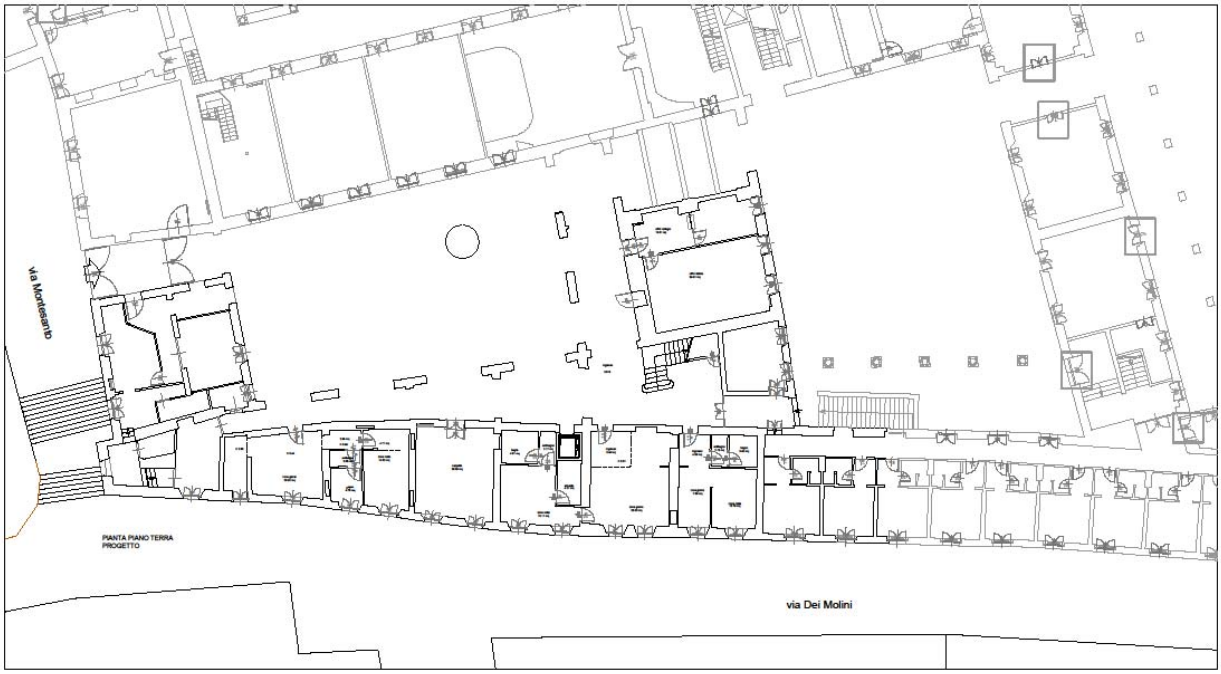
-caratterizzazione geotecnica del substrato dell'area d'intervento, mediante interpretazione dei risultati delle prove SCPT.

La presente relazione è corredata, in allegato, dai seguenti elaborati:

ALLEGATO 1 –	STRALCIO CARTA GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO (scala 1:10000)
ALLEGATO 2 –	STRALCIO CARTA IDROGEOLOGICA (Scala 1: 10.000)
ALLEGATO 3 –	STRALCIO CARTA DELLE ISOFREATICHE (scala 1:10000)
ALLEGATO 4 –	STRALCIO CARTA DI SINTESI (scala 1:10000)
ALLEGATO 5 –	STRALCIO CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA (scala 1:10000)
ALLEGATO 6 –	PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE
ALLEGATO 7 –	PROVE PENETROMETRICHE
ALLEGATO 8 –	INDAGINE GEOFISICA – MASW

2 - CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO

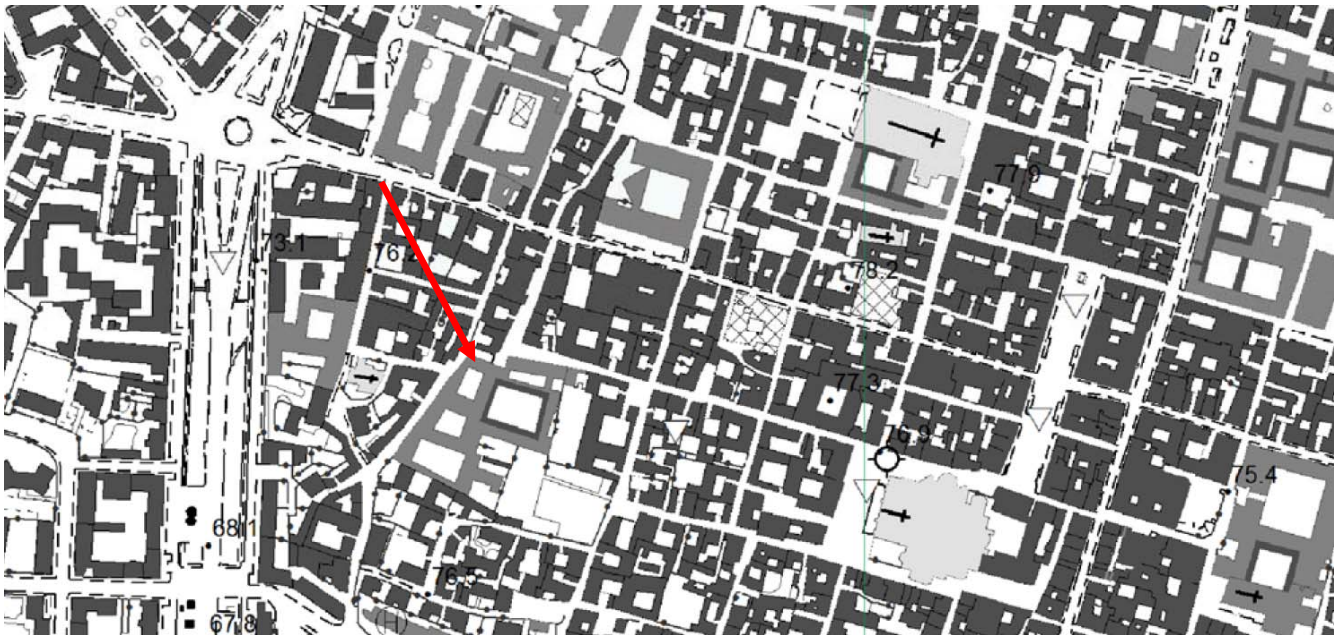
L'opera in oggetto consisterà, come anticipato in premessa, nella realizzazione di un progetto di housing sociale, che vedrà la riqualificazione e la ridistribuzione degli spazi delle strutture esistenti in Via Montesanto n.2 a Pavia .



Planimetria schematica dell'intervento in progetto.

3 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area di pertinenza dei nuovi edifici in progetto si colloca in via Montesanto n.2 a Pavia e si presenta interamente pianeggiante con una quota media di circa 77/78 m s.l.m., come desumibile dalla cartografia regionale (C.T.R. sezione B7b4 – Pavia).



Stralcio CTR sezione B7b4, con segnalata in rosso l'area dell'intervento.

4 - INQUADRAMENTO IDROGEOMORFOLOGICO

Nei paragrafi che seguono vengono descritti i tratti salienti del contesto territoriale all'interno del quale ricade l'area di intervento, per quello che concerne gli aspetti geologici, geomorfologici, litostratigrafici, idrogeologici, piezometrici, idrografici ed idraulici, riprendendo e rielaborando le informazioni desunte dagli studi di carattere geologico già eseguiti che hanno interessato il contesto territoriale in esame; in particolare, si è fatto riferimento "Carta di sintesi (e delle unità idro-geo-morfologiche e geotecniche)" redatta a supporto dello studio realizzato dal Dott. Finotelli per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del territorio comunale di Pavia nell'ambito della definizione del P.G.T., ai sensi della L.R. 12/05, adottato con atto D.C.C. N. 60 del 20/12/12.

Le sigle che identificano le unità geologico-geomorfologiche e idrogeologiche delle sopracitate tavole sono le stesse già utilizzate nelle tavole ed elaborati dello studio geologico del P.G.T. cui si è fatto riferimento.

4.1 - Lineamenti geologici geomorfologici e litostatigrafici

Dal punto di vista morfologico l'area di interesse, che ha una quota media di circa 77-78 m s.l.m., è ubicata in corrispondenza del "Piano Generale Terrazzato" (P.G.T.) della pianura lombarda, superficie alluvionale di età pleistocenica, sopraelevata, nella zona di Pavia, da circa 8 a circa 20 m rispetto all'alveo fluviale attuale del fiume Ticino, la cui genesi si ricollega all'intensa attività deposizionale della fase anaglaciale dell'ultima glaciazione quaternaria (Würm).

Il ripiano del P.G.T. è impostato nelle successioni del "Fluviale Recente" o "Fluviale Würm" ovvero in depositi alluvionali che, in zona, sono prevalentemente costituiti da sabbie, spesso alterate in superficie, che presentano talora intercalazioni a scheletro più grossolano (ghiaioso) e, più frequentemente, di materiali limosi e limoso-argillosi.

Per quanto riguarda il contesto territoriale di interesse, sulla base delle informazioni geognostiche disponibili, esso ricade interamente nell'ambito di un settore caratterizzato dalla presenza principalmente di sabbie, con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e con orizzonti limosi; tale settore è individuato con la sigla A(c) nell'allegato 4.

La continuità morfologica del P.G.T. è interrotta dall'incisione valliva del Ticino, che segna il limite sud dell'area oggetto d'intervento.

In sintesi nell'ambito del contesto territoriale sono presenti tre superfici o più correttamente sistemi di superfici alluvionali: il ripiano del P.G.T. (che ospita l'area di interesse), quello intermedio delle alluvioni antiche e quello delle alluvioni attuali e recenti.

Per quel che concerne l'assetto litologico, il territorio considerato è interamente impostato in depositi alluvionali sciolti, a dominanza sabbiosa e ghiaioso-sabbiosa con locali intercalazioni limose, di età pleistocenica ed olocenica.

La presenza a vari livelli, in tali depositi, di orizzonti limoso-argillosi ad andamento e spessore discontinuo determina la locale presenza di falde sospese (in prossimità del p.c.) o falde in pressione (in profondità), ovvero di una situazione idrogeologica alquanto articolata.

4.2 - Lineamenti idrogeologici e idrografici

Per quanto riguarda la caratterizzazione idrogeologica del contesto preso in considerazione, sono state individuate una serie di unità che riprendono in pratica la zonazione presentata dall'allegato 2 e 3, dato che le unità idrogeologiche corrispondono sostanzialmente a quelle geologico-geomorfologiche.

L'area d'interesse ricade nell'ambito del ripiano impostati nel "Fluviale recente" (ovvero del P.G.T.) che è caratterizzato, in genere, dalla presenza di una falda sospesa rispetto alla falda principale e posta a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche ed idrogeologiche localmente esistenti.

All'interno dell'area del P.G.T. si possono distinguere: zone con falda sospesa posta, in condizioni normali, a profondità di 2÷4 m dal p.c. o stagionalmente prossima al p.c. (sottounità Aa, il nostro caso), zone con falda sospesa posta a profondità di 5÷6 m dal p.c. e con escursioni stagionali fino a 3÷4 m dal p.c. (sottounità Ab) e zone con falda sospesa posta a profondità uguale o superiore a 6 m dal p.c. (sottounità Ac).

In tutte queste sottounità, i livelli più superficiali delle successioni presenti sono dotati di permeabilità relativamente elevata e risultano, di conseguenza, caratterizzati da una vulnerabilità idrogeologica piuttosto elevata.

Per quel che concerne l'aspetto idraulico, le sottounità in questione sono tutte poste in zone non inondabili.

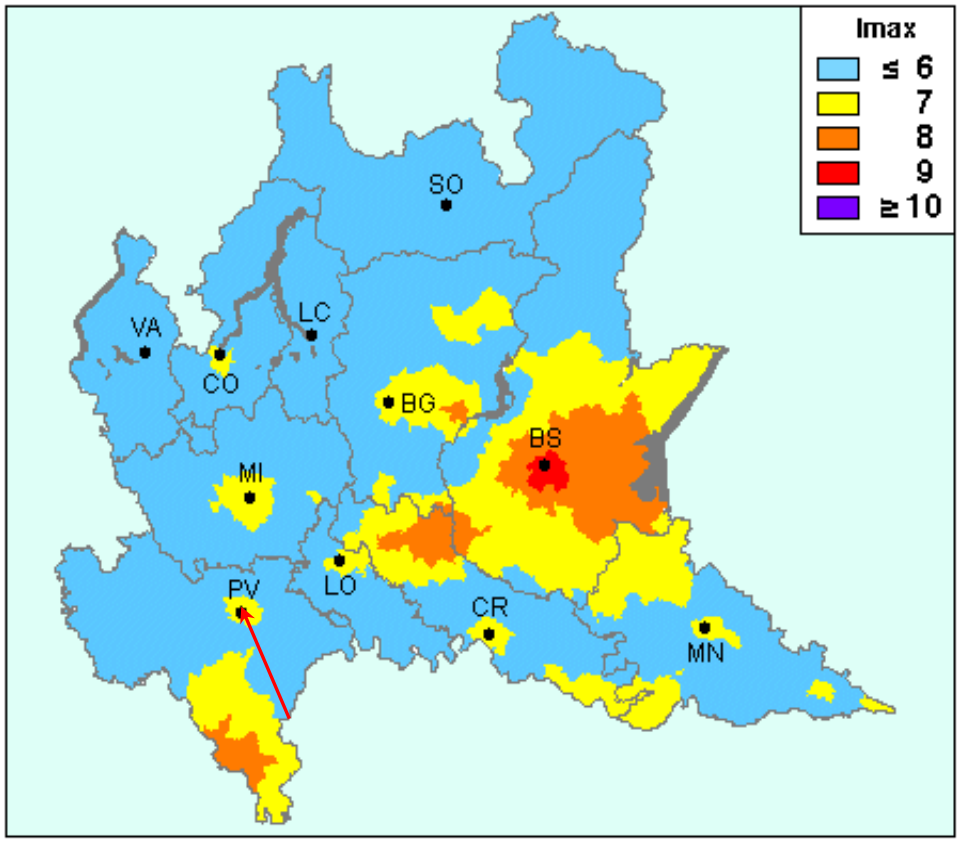
L'area di progetto ricade all'interno della sottounità Ac ed è caratterizzata da una falda sospesa a bassa trasmissività .

- **4.3 Sismicità del territorio comunale e classificazione sismica**

L'attività sismica storica di questo settore della pianura padana appare come la naturale continuazione di quella pliocenica e quaternaria, interessata da deboli deformazioni, dove l'attività neotettonica profonda è determinata dalla collisione tra le unità alpine sud-vergenti e quelle appenniniche nord-vergenti.

La carta delle "*Massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni della Regione Lombardia*", predisposta sulla base dei dati contenuti nella banca dati macrosismici del GNDT e di quelli contenuti nel Catalogo dei forti terremoti in Italia di ING/SGA, mostra come l'intensità massima dei terremoti verificatisi in epoca storica nell'area in esame sia stata pari al VII grado della scala MCS (v. figura 7 seguente).

Il Comune di Pavia, sulla base del D.M. del 5 marzo 1984 ("*Dichiarazione di sismicità di alcune zone della Regione Lombardia*"), riguardante l'aggiornamento delle zone sismiche della Regione Lombardia, non rientrava tra i Comuni lombardi classificati come sismici e quindi assoggettati (ai sensi della L. n° 64/74) alla specifica normativa nazionale emanata in merito alle norme tecniche relative alle costruzioni sismiche (D.M. 19 giugno 1984, D.M. 29 gennaio 1985, D.M. 29 Gennaio 1985, D.M. 26 Gennaio 1986 e D.M. 16 Gennaio 1996).



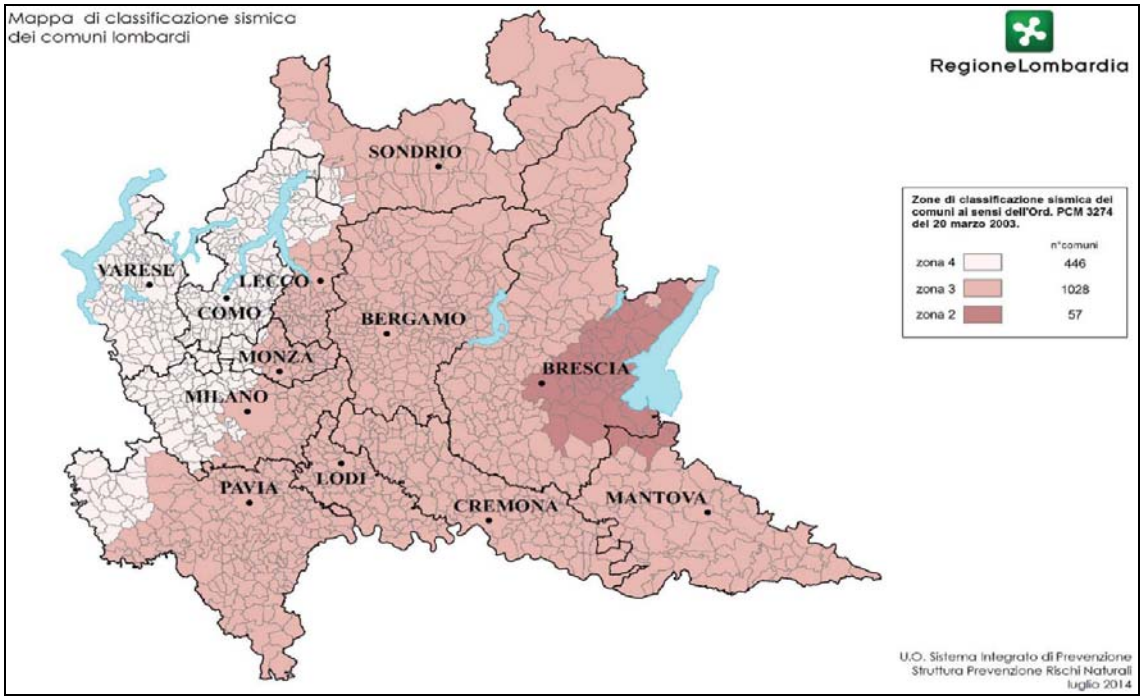
Carta delle Massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni della Regione Lombardia – Elaborato per il Dipartimento della Protezione Civile (Molin, Stucchi, Valensise - 1996).

Con l'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri (pubblicata sulla G.U. n. 105, S.o.n. 72 del 08/05/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"), è stata effettuata una riclassificazione sismica dell'intero territorio italiano; il Comune di Pavia ricadeva in zona sismica 4, ovvero in quella a minor grado di sismicità (zona definita a «sismicità bassa») per cui l'assoggettamento o meno a norme antisismiche è demandato alla regione di appartenenza.

La Regione Lombardia, a tal proposito, ha emesso la D.G.R. 07/11/2003 n. VII/14964, che ha preso atto della classificazione fornita in prima applicazione dalla Ordinanza 3274/2003.

Dal punto di vista della normativa tecnica associata alla classificazione sismica, dal 5 marzo 2008 è in vigore il D.M. 14 gennaio 2008 «Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni», pubblicato sulla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, che sostituisce il precedente D.M. 14 settembre 2005.

La riclassificazione operata recentemente dalla Regione Lombardia con D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129 ha riclassificato il Comune di Pavia in zona sismica 3 (v. figura sottostante).



Riclassificazione sismica dei comuni lombardi a seguito della D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129

Le D.G.R. 10/10/2014 n. X/2489 e D.G.R. 08/10/2015 n. X/4144 hanno differito l'entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio al 10/04/2016., data in cui è entrata in vigore.

4.4 Rischio sismico e pericolosità sismica locale

La pericolosità sismica di un'area dipende dalle caratteristiche sismiche e dalle condizioni geologiche e morfologiche locali.

Le caratteristiche sismiche di un'area sono definite dalle sorgenti sismogenetiche, dall'energia, dal tipo e dalla frequenza dei terremoti. Questi aspetti sono comunemente indicati come "pericolosità sismica di base" e sono quelli considerati per la classificazione sismica. Da queste caratteristiche deriva il moto di input atteso, per il calcolo del quale non vengono considerate le caratteristiche locali e il territorio è trattato come se fosse uniforme ed omogeneo, cioè pianeggiante e costituito da suolo rigido in cui la velocità di propagazione delle onde S (Vs) è maggiore di 800 m/s (suolo A dell'Eurocodice 8 - parte 1, EN 1998-1, 2003, dell'OPCM 3274/2003 e del D.M. 14/09/2005, ripreso dal D.M. 14/01/2008).

Il moto sismico può essere però modificato dalle condizioni geologiche e morfologiche locali. Alcuni depositi e forme del paesaggio possono amplificare il moto sismico in superficie e favorire fenomeni di instabilità dei terreni quali cedimenti, frane o fenomeni di liquefazione. Queste modificazioni dovute alle caratteristiche locali sono comunemente definite "effetti locali".

La Regione Lombardia con la D.G.R. n. VIII/1566 del 22 dicembre 2005 ripresa e integrata dalle successive D.G.R. VIII/7374 del 28 maggio 2008, ha definito la metodologia per la valutazione dell'amplificazione sismica locale, in adempimento a quanto previsto dal D.M. 14 gennaio 2008 «Norme tecniche per le costruzioni», dalla D.G.R. n. 14964 del 7 novembre 2003 e dal d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003.

La metodologia utilizzata, in base a quanto previsto dalla successiva D.G.R. n. IX/2616 del 30 novembre 2011, si fonda sull'analisi di indagini dirette e prove sperimentali effettuate su alcune aree campione della Regione Lombardia, i cui risultati sono contenuti in uno «Studio-Pilota» redatto dal Politecnico di Milano – Dip. di Ingegneria Strutturale, reso disponibile sul SIT regionale.

Tale metodologia prevede tre livelli di approfondimento, in funzione della zona sismica di appartenenza e degli scenari di pericolosità sismica locale definiti nell'Allegato 5 della D.G.R. n. IX/2616 del 30 novembre 2011.

Si ricorda a questo proposito, che, ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'Allegato B al citato D.M.; la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'o.p.c.m. 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento.

I livelli di approfondimento, in conformità a quanto previsto dalla D.G.R. n. IX/2616 del 30 novembre 2011, sono di seguito di richiamati:

- 1º livello: riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base sia di osservazioni geologiche (cartografia di inquadramento), sia di dati esistenti: redazione della Carta della pericolosità sismica locale, con perimetrazione areale e lineare delle "aree a Pericolosità Sismica Locale – PSL".
- 2º livello: caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, che fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa).
- 3º livello: definizione degli effetti di amplificazione tramite indagini e analisi più approfondite da effettuare in fase progettuale.

L'analisi di 1° livello effettuata nello studio geologico a supporto del PGT comunale (a cura del Dott. Geol. Finotelli - Dicembre 2012) ha permesso di individuare per l'intero territorio del Comune di Pavia (e quindi per l'Ambito di trasformazione oggetto d'indagine) la situazione corrispondente allo scenario Z4a *""Zona di fondovalle e di pianura, con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi"* di cui all'Allegato 5 della D.g.r. 9/2616 del 30 novembre 2011, in grado di determinare gli effetti sismici locali per amplificazioni litologiche.

Per i Comuni ricadenti in zona sismica 3 (come il Comune di Pavia), la normativa regionale richiede per lo scenario Z4 l'applicazione del 2° livello di approfondimento degli effetti sismici nelle aree urbanizzate o urbanizzabili in fase di pianificazione; poiché lo studio geologico del PGT del Comune di Pavia non è ancora stato aggiornato, in recepimento della nuova classificazione sismica con l'esecuzione degli approfondimenti sismici richiesti, si è provveduto svolgere l'analisi sismica di 2° livello per l'area d'intervento, a partire dai risultati delle indagini geofisiche eseguite nel sito stesso.

5 - CONDIZIONI DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Lo studio geologico della Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio del Comune di Pavia (in attuazione della L.R. 11 marzo 2005, n. 12) del 2012 a cura del Dott. Geol. Finotelli, classifica l'ambito di intervento all'interno della Classe 3 di fattibilità geologica per le azioni di piano (v. stralcio della Tavola "Carta della fattibilità geologica", alla scala 1:10.000, riportato in ALLEGATO 5).

Riprendendo quanto riportato nella relazione illustrativa dello studio geologico a supporto del P.G.T. comunale (e più in generale le indicazioni della D.G.R. 30/11/2011 - n. IX/2616), le aree di Classe 3 sono così definite:



Classe 3 (arancione) - Fattibilità con consistenti limitazioni La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche C e D di cui alla TAV. 9; le sotto-unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche E_3, E^1_3 e F_3 di cui alla TAV. 9; le aree edificate ricadenti nella Fascia fluviale B in classe di rischio idraulico R3; le zone contraddistinte dalla locale presenza di cavità nel sottosuolo (collettori fognari di epoca romana e medioevale) in genere con sommità a quote debolmente inferiori rispetto alle fondazioni dell'edificato esistente, i cui eventuali crolli potrebbero indurre cedimenti o lesioni strutturali più o meno gravi al patrimonio edilizio esistente; i siti contaminati o potenzialmente tali (procedure ex D.M. 471/1999, D. Lgs. 152/2006 e s.m.i. e situazioni confrontabili pre D.M. 471/1999) ad esclusione dei siti già indagati con verifica di assenza di contaminazioni o già bonificati, con area svincolata e/o con certificato provinciale di avvenuta bonifica già emesso.

Pertanto, come specificatamente prescritto dallo studio geologico, sono state eseguite indagini dirette, commentate nei successivi capitoli, che hanno permesso di valutare nel dettaglio l'assetto litostratigrafico, geotecnico ed idrogeologico (soggiacenza della falda acquifera) del sottosuolo dell'area d'intervento.

6 - INDAGINI DI DETTAGLIO

Al fine di determinare la successione litostratigrafica e le caratteristiche geologico-geotecniche del sottosuolo, preliminarmente alla stesura della presente relazione, nei giorni 14 luglio 2016 sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche dinamiche spinte a 5 (rifiuto della penetrazione) e 9 m da p.c. ed uno stendimento sismico impiegando l'Analisi multicanale di onde di superficie [MASW].

Per l'ubicazione dei punti di indagine si rimanda all'ALLEGATO 6.

Inoltre, nella prova P2 è stata attrezzata a micropiezometro, in corrispondenza del quale sono stati eseguiti rilievi freatimetrici, al fine di verificare la soggiacenza della falda.



6.1 Prove penetrometriche statiche SCPT

Per la definizione dei parametri geotecnici e delle condizioni stratigrafiche dei terreni interessati dalla struttura esistente si sono eseguite 2 prove penetrometriche dinamiche, con un penetrometro montato su carrello gommato .

L'indagine è stata eseguita secondo le modalità previste dalle norme A.G.I. e più precisamente come viene descritto di seguito.

Le prove penetrometriche dinamiche consistono nell'infiggere in continuo nel terreno una punta conica collegata alla superficie da una batteria di aste.

In fase di interpretazione nelle prove dinamiche il valore **Np** (numero di colpi necessario per far avanzare le aste di 20 cm) vengono correlati al valore Nspt dal quale viene calcolato l'angolo di attrito e la densità relativa del terreno considerato .

Inoltre il valore Nspt viene utilizzato per verificare, tramite abachi di progetto, i risultati relativi alla capacità portante e ai cedimenti delle fondazioni.

6.2 Caratterizzazione litostratigrafica e idrogeologica di dettaglio

L'esecuzione delle 2 prove penetrometriche ha permesso di definire in modo indiretto l'assetto litostratigrafico dell'area d'intervento.

La successione stratigrafica (modello geologico di riferimento) può essere schematizzata come segue:

da 0,00 m a 3,00/4,00 m	Sabbia da poco a mediamente compatta anche debolmente limosa
da 3,00/4,00 m a 9,00 m	Sabbia da mediamente a ben addensata anche con ghiaia

Il rilievo piezometrico condotto nel piezometro installato nel foro della prova P2 risulta pari a -6.90 m. da testa pozzo.

Occorre ricordare che la superficie piezometrica nell'area cittadina è soggetta a variazioni stagionali e annuali correlate sia alle condizioni di ricarica che alle variazioni dell'entità dei prelievi.

6.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Per la valutazione dei parametri geotecnici che caratterizzano il sottosuolo dell'area d'intervento sono state elaborate le prove SCPT, utilizzando le correlazioni proposte da diversi autori .

Nelle tabelle seguenti sono riportati i principali parametri geomeccanici relativi agli orizzonti che costituiscono il substrato dell'area indagata (i tabulati completi delle prove ed i relativi grafici sono riportati nell'ALLEGATO 7).

STRATO	Angolo di resistenza al taglio ϕ (°)	Densità relativa DR (%)	Peso di volume γ (g/cm^3)
da 0,00 m a 3,00/4,00 m	24-26	20-40	1.70/1.80
da 3,00/4,00 m a 9,00 m	28-30	40-60	1.70/1.80

6.4 Indagini geofisiche

Ai fini della caratterizzazione sismica dell'area d'intervento si è fatto riferimento, oltre che ai risultati delle indagini sismiche eseguite per la caratterizzazione geofisica del sottosuolo nell'ambito dello studio geologico del Dicembre 2012 della "Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio del Comune di Pavia", a firma dei Dott. Geol. Finotelli, anche ai risultati dell'indagine geofisica eseguita nell'area di interesse, la cui ubicazione è riportata nella planimetria di ALLEGATO 6, mentre in ALLEGATO 8 è riportato il report illustrativo.

Tali indagini sono consistite in uno stendimento sismico impiegando l'Analisi multicanale di onde di superficie [MASW] per la misura dell'andamento della velocità di propagazione delle onde S del sottosuolo allo scopo di definire il valore Vs_{30} e la relativa categoria di sottosuolo (come previsto dal DM 14/01/2008).

Nel metodo MASW i segnali sismici sono stati generati da una sorgente energizzante artificiale (maglio battente su piastra).

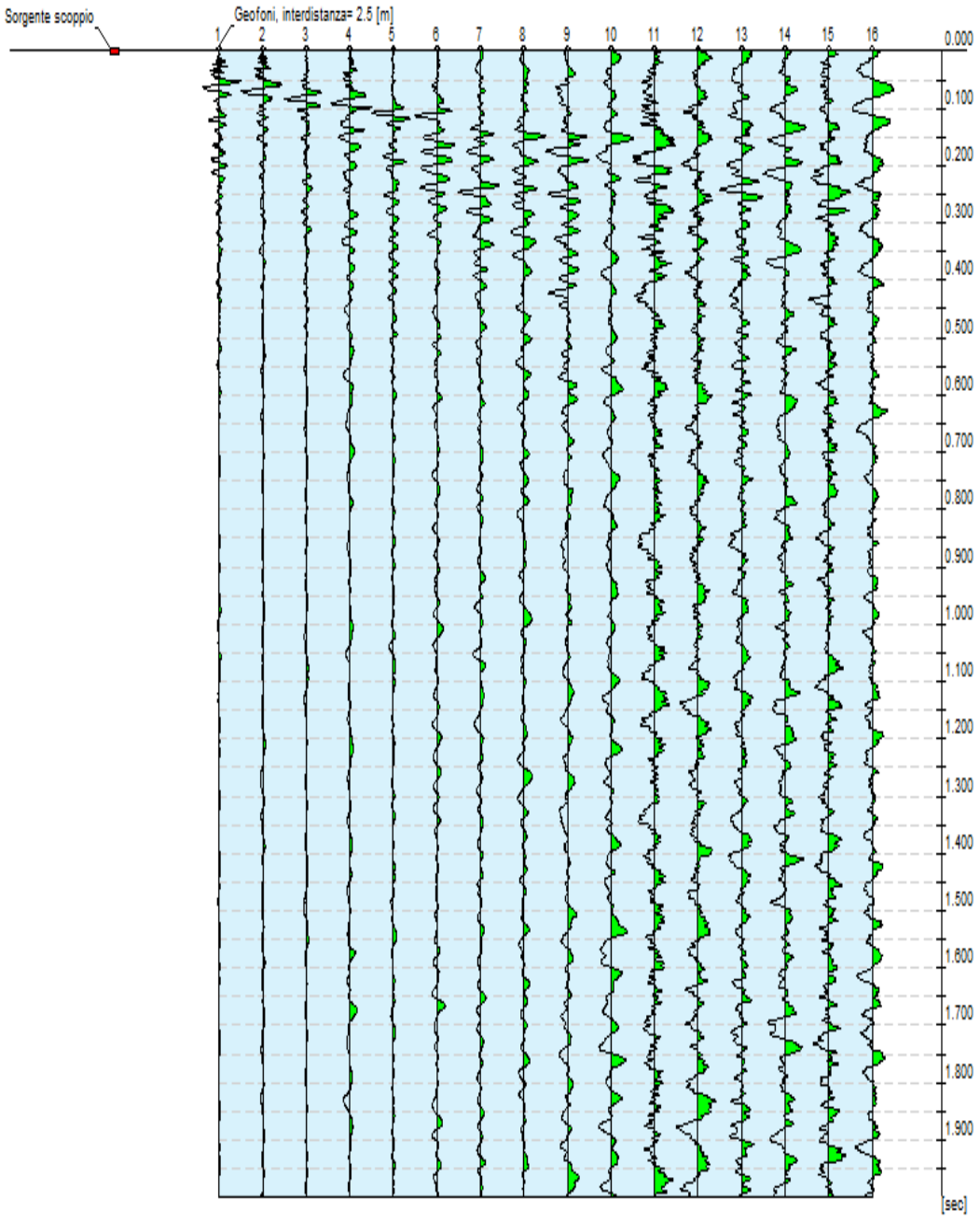
L'indagine MASW è stata eseguita impiegando un Sismografo tipo "DoReMi" multicanale (SARA electronic instruments) con frequenza di campionamento 1000 Hz e sensori verticali (geofoni) da 4.5 Hz



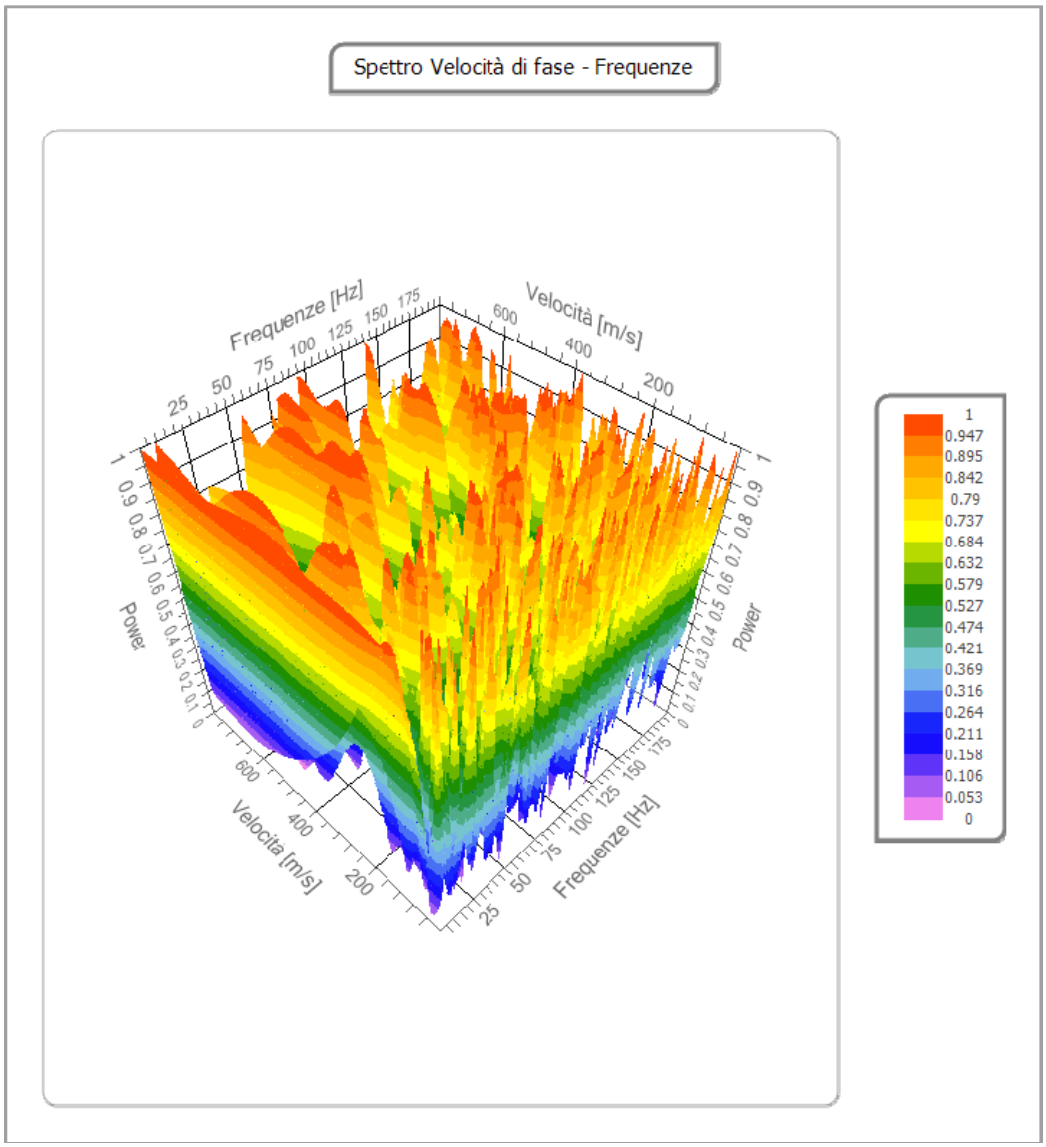
SISMOGRAMMA

- **Numero tracce 16**
- **Durata acquisizione 2000 msec**
- **Interdistanza geofonica 2,50 m**
- **Periodo di campionamento 1 msec**

Committente: Seminario Vescovile
Cantiere: Via Montesanto n. 2
Località: Pavia
Data: 14/07/2016

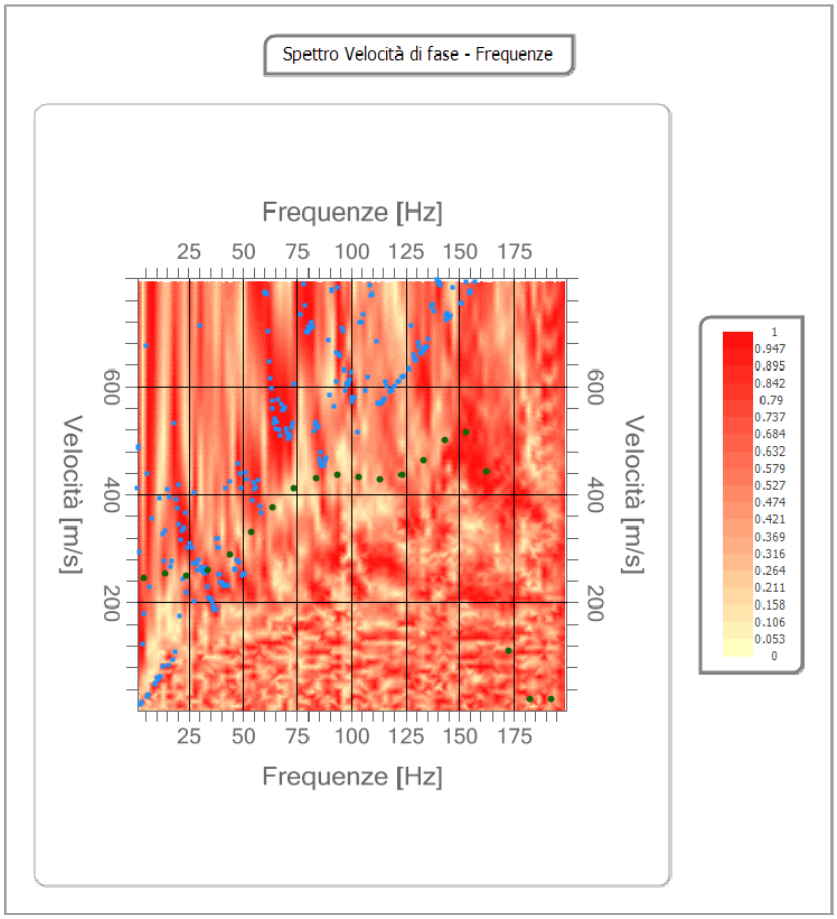


ANALISI SPETTRALE



- **Frequenza minima di elaborazione** **1 Hz**
- **Frequenza massima di elaborazione** **200 Hz**
- **Velocità minima di elaborazione** **1 m/sec**
- **Velocità massima di elaborazione** **800 m/sec**
- **Intervallo velocità** **1 m/sec**

Curva di dispersione

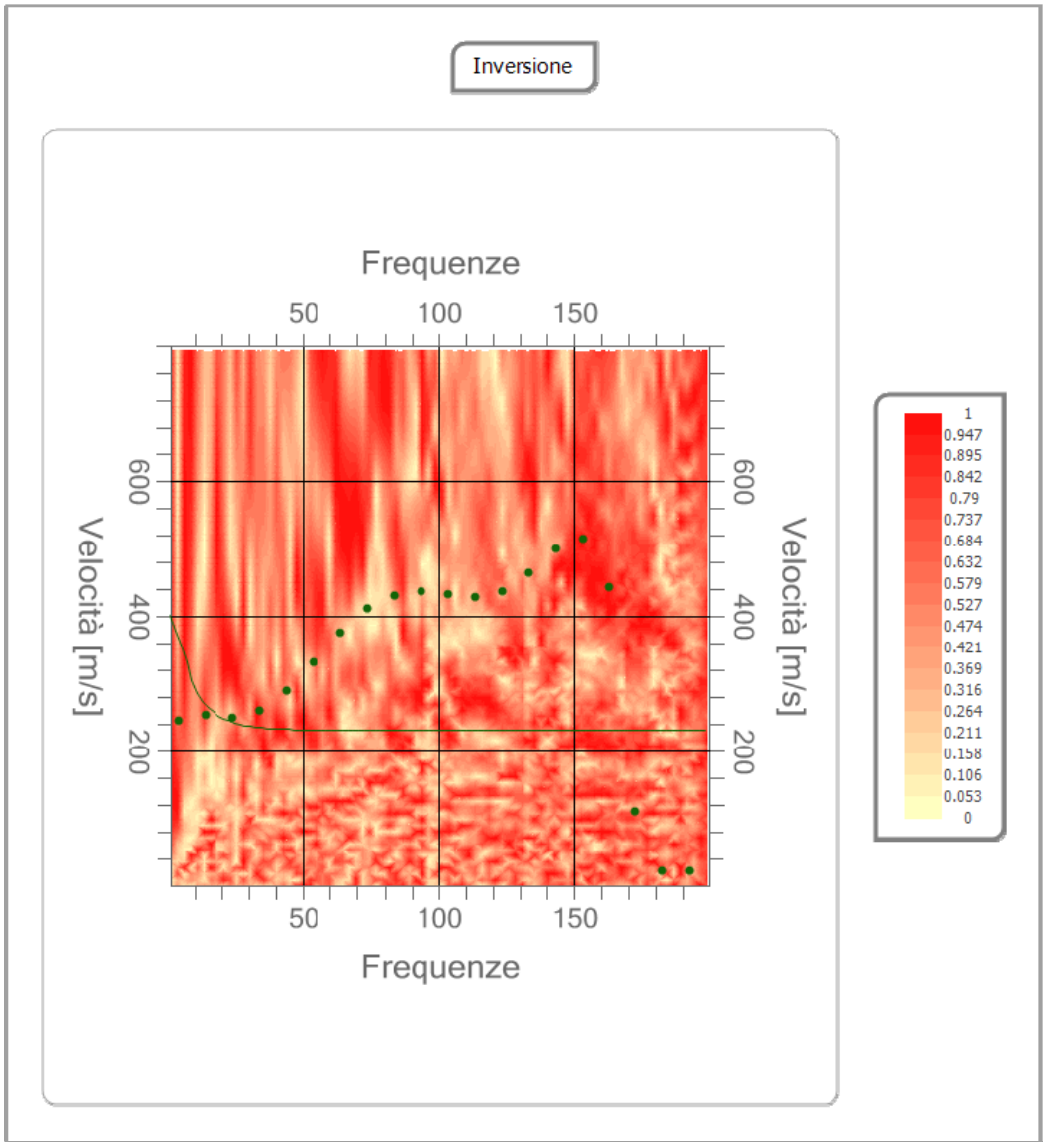


n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]
1	4.3	245.0
2	14.2	254.3
3	24.1	250.4
4	34.0	260.4
5	44.0	289.9
6	53.9	332.4
7	63.8	376.5
8	73.7	411.6
9	83.6	431.5
10	93.5	436.3
11	103.4	432.1
12	113.3	429.3
13	123.2	438.3
14	133.2	464.4
15	143.1	499.9
16	153.0	514.6
17	162.9	444.3
18	172.8	111.0
19	182.7	22.9
20	192.6	22.4

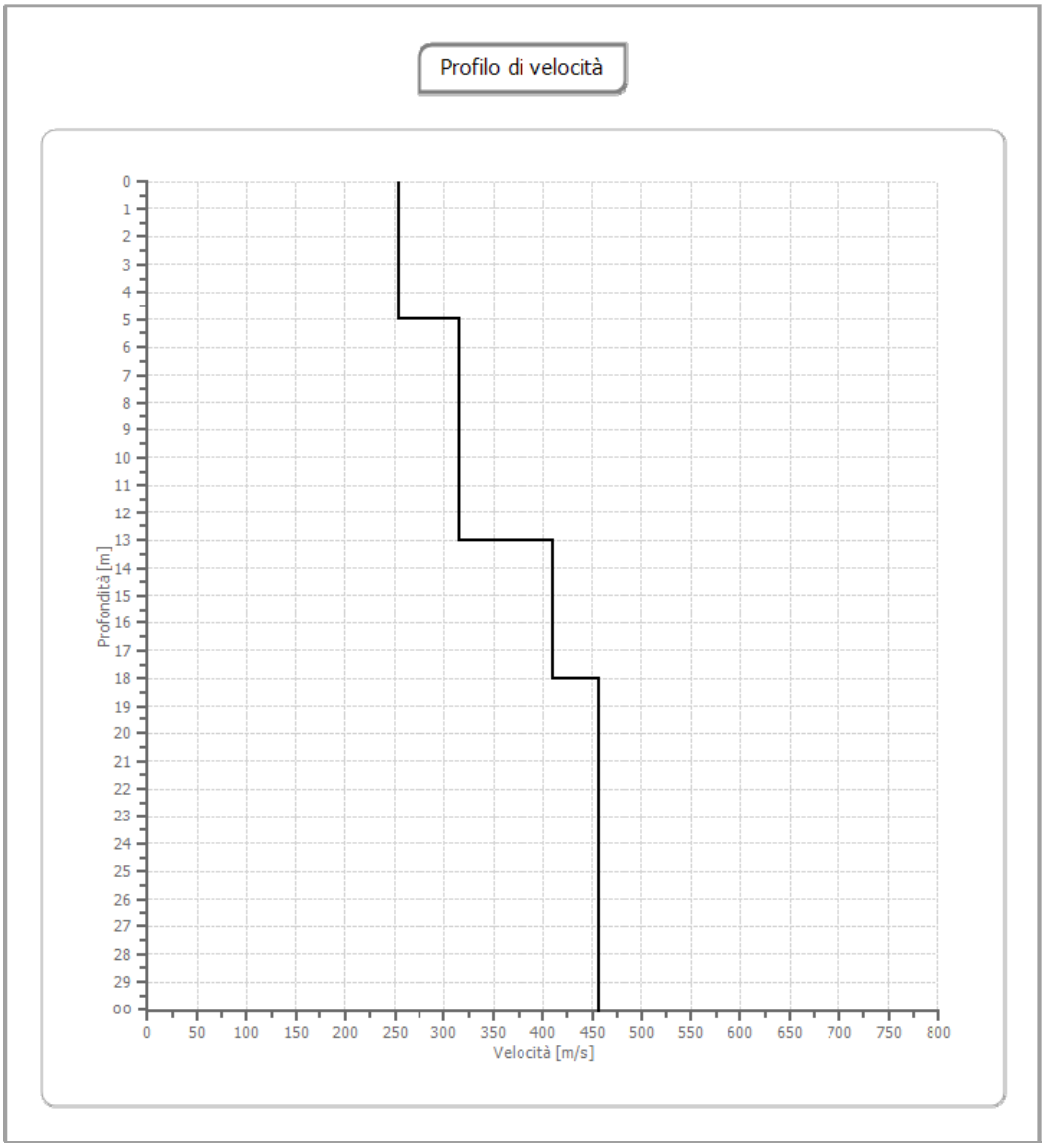
Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	5.00	5.00	414.1	253.6
2	13.00	8.00	514.1	314.8
3	18.00	5.00	670.2	410.4
4	oo	oo	744.4	455.8

Percentuale di errore 11.325 %



Risultati



- **VS30 358,70 m/s**
- **Categoria di sottosuolo C**
- **Suolo di tipo C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 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).**

6.5 Analisi sismica di 2° livello

Come già evidenziato nel precedente paragrafo 4.4, il Comune di Pavia, secondo la riclassificazione sismica dell'intero territorio italiano di cui all'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri (pubblicata sulla G.U. n. 105, S.o.n. 72 del 08/05/2003 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*"), ricadeva in zona sismica 4, ovvero in quella a minor grado di sismicità (zona definita a «sismicità bassa») per cui l'assoggettamento o meno a norme antisismiche è demandato alla regione di appartenenza.

La Regione Lombardia, a tal proposito, ha emesso la D.G.R. 07/11/2003 n. 7/14964, che ha preso atto della classificazione fornita in prima applicazione dalla Ordinanza 3274/2003.

La riclassificazione operata recentemente dalla Regione Lombardia con D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129 ha riclassificato il Comune di Pavia in zona sismica 3.

Le D.G.R. 10/10/2014 n. X/2489 e D.G.R. 08/10/2015 n. X/4144 hanno differito l'entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio al 10/04/2016.

Nello specifico, l'analisi sismica di 1° livello effettuata nello studio geologico a supporto del PGT comunale e riassunto nella Tavola G.03 "Pericolosità sismica locale", ha permesso di individuare per l'intero territorio del Comune di Pavia (e quindi anche per l'area d'intervento) la situazione corrispondente allo scenario di pericolosità sismica **Z4a** "*Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi*" di cui all'Allegato 5 della D.G.R. 9/2616 del 30 novembre 2011, in grado di determinare gli effetti sismici locali per amplificazione litologica.

Per i Comuni ricadenti in zona sismica 3, la normativa regionale richiede per lo scenario **Z4** l'applicazione del 2° livello di approfondimento degli effetti sismici nelle aree urbanizzate o urbanizzabili in fase di pianificazione.

Il comune di Pavia non ha ancora provveduto all'aggiornamento dello studio geologico del PGT in recepimento della nuova classificazione sismica con l'esecuzione degli approfondimenti sismici richiesti.

Pertanto, in assenza di tali studi di aggiornamento a livello di strumento urbanistico, si è provveduto a svolgere l'analisi sismica di 2° livello nell'area

d'intervento, a partire dai risultati delle indagini geofisiche commentate nel precedente paragrafo.

L'analisi sismica di 2° livello prevede una caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi nelle aree perimetrate in base ad uno specifico scenario di "pericolosità sismica locale", e fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore del Fattore di Amplificazione (Fa).

Come detto, l'area oggetto di studio è stata individuata come suscettibile di amplificazione sismica litologica.

Gli studi sono stati condotti utilizzando i metodi semi-quantitativi semplificati per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche, in funzione del Fa, che sono stati proposti dalla Regione Lombardia con i "Criteri attuativi l.r. 12/05 per il governo del territorio" di cui all'Allegato 5 della D.G.R. VIII/7374 del 28 maggio 2008 e successive integrazioni (D.G.R. 30 novembre 2011 - n. IX/2616).

La Regione Lombardia ha fissato i valori soglia dei Fa per ogni Comune; questi valori sono stati calcolati in base alle diverse categorie di suolo e in funzione di due intervalli di periodo.

I due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il Fa sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie più frequenti sul territorio regionale; in particolare l'intervallo tra 0,1 – 0,5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari, piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0,5 – 1,5 s si riferisce a strutture più alte e flessibili.

I valori di soglia dei Fa che costituiscono il riferimento per gli approfondimenti di 2° livello per il Comune di Pavia, sono riportati nelle seguenti tabelle:

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,1-0,5 s		
COMUNE	Classificazione	Valori soglia
		Suolo tipo C
Pavia	3	1,9

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,5-1,5 s		
COMUNE	Classificazione	Valori soglia
		Suolo tipo C
Pavia	3	2,4

Per la definizione del Fattore di Amplificazione (Fa), la normativa regionale propone una serie di schede di valutazione che correlano tale fattore con il periodo proprio del sito T, calcolato utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^{n} h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} Vs_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \right)}$$

dove h_i e Vs_i sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del profilo geofisico.

Il valore del periodo proprio del sito T è stato calcolato facendo riferimento ai risultati delle indagini geofisiche eseguite nell'ambito del sito di interesse (territorio comunale di Pavia) e dettagliatamente descritte nel paragrafo precedente.

È stato ottenuto un valore di periodo proprio pari a: **T = 0,318 s.**

La procedura definita dalla Regione Lombardia si basa sull'utilizzo di schede di riferimento per le seguenti litologie:

- una per litologie prevalentemente ghiaiose,
- due per litologie prevalentemente limoso-sabbiose,
- due per le litologie limoso-argillose,
- una per litologie prevalentemente sabbiose.

La scheda di riferimento utilizzata è quella per litologie sabbiose (allegata in appendice al paragrafo), la cui validità è stata verificata attraverso il confronto tra l'andamento delle V_S proposto dalla Regione e quello reale ricavato dal profilo geofisico analizzato (vedi successiva scheda di verifica).

All'interno della scheda di riferimento, in funzione della profondità e della velocità V_S dello strato superficiale, è stata scelta, la curva T-Fa più appropriata (curva 2).

Infine è stato determinato il fattore di amplificazione Fa per entrambi i periodi propri delle tipologie edilizie più frequenti.

- Scheda Litologia Sabbiosa
- Curva 2
- Periodo proprio del sito T 0,318
- Fa (0,1-0,5 s) 1,70
- Fa (0,5-1,5 s) 1,46
- Categoria sottosuolo C
- Valore soglia comunale Categoria C (0,1-0,5 s) 1,90
- Valore soglia comunale Categoria C (0,5-1,5 s) 2,40

I valori dei fattori di amplificazione calcolati sono inferiori a quelli soglia per il comune di Pavia per i terreni di categoria C (1,70< 1,90 e 1,46 < 2,40), per cui la verifica è soddisfatta.

Si può usare la categoria di sottosuolo C

6.6 Parametri sito-specifici

Nel presente paragrafo vengono descritti i parametri necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Quest'ultima costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche ed è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (ag) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S_e (T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Nelle N.T.C. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale (necessari per la determinazione delle azioni sismiche):

ag accelerazione orizzontale massima al sito;
Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
Tc* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

I parametri necessari alla definizione dell'azione sismica di progetto sono:

- **Tipo di costruzione e vita nominale**; la vita nominale (V_N) di un determinato tipo di costruzione è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle N.T.C. 14/01/2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto.
- **Classe d'uso**; in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- **Coefficiente d'uso**; Il valore del coefficiente d'uso (C_U) è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Periodo di riferimento per l'azione sismica**; le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento (V_R) espresso in anni che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U secondo la relazione: $V_R = V_N \cdot C_U$. Nel caso che V_R assuma un valore ≤ 35, si pone comunque pari a 35.
- **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento**; le probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Categoria di suolo**; ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle N.T.C. 14/01/2008).
- **Condizioni topografiche**; per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella Tab. 3.2.IV delle N.T.C. 14/01/2008.

Di seguito vengono riportati tutti i parametri sismici specifici per il sito di intervento e relativi agli stati limite considerati, così come richiesto dalla vigente normativa in materia (D.M. 14/01/2008)

PARAMETRI SISMICI

Zona	Pavia
Zona sismica:	3

Coefficienti sismici

Dati generali

Tipo di elaborazione:	Fondazioni
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1



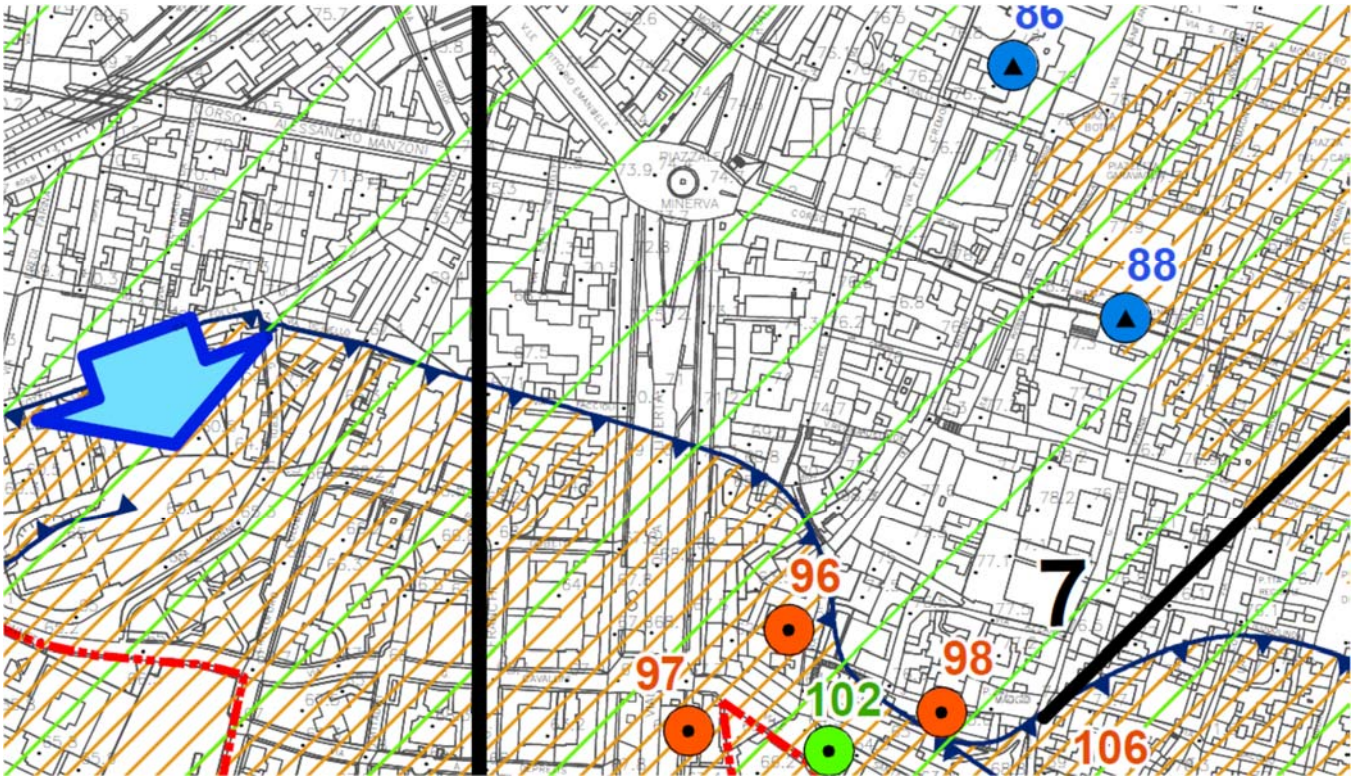
LEGENDA

UNITA' GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE

1 Ripiani impostati su depositi alluvionali recenti, sopraelevati di alcuni metri rispetto agli alvei attivi.
Litologia prevalente: sabbie e ghiaie. Sono ricoperti da suoli alluvionali limosi e limoso - sabbiosi, idromorfi, di spessore generalmente ridotto (50 cm ca.).

A B

2 Ripiani impostati su depositi alluvionali antichi (A = ripiano inferiore o delle "Alluvioni Antiche", sopraelevato di 8 - 16 m rispetto all'alveo attivo del F. Ticino (ivi comprese le zone attualmente con quote confrontabili a tale ripiano in quanto interessate da riporti antropici effettuati su ex ripiani delle alluvioni recenti); B = ripiano superiore o del "Fluviale Recente", sopraelevato da 2 a 8 m rispetto al ripiano A). Litologia prevalente: sabbie, con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e con orizzonti limoso - argillosi. La successione risulta parzialmente alterata (ferrettizzata) nella porzione superiore. Sono ricoperti da suoli alluvionali limosi e limoso - sabbiosi, localmente dotati di abbondante scheletro sabbioso e talora ghiaioso, generalmente superiori ai 50 cm.



LEGENDA

1 Unità delle "Alluvioni recenti". Depositi poroso - permeabili contraddistinti da una permeabilità da alta a medio - alta, che localmente, in superficie, diventa bassa per la presenza di coperture di natura limosa. E' sede di una attiva circolazione idrica sotterranea a carattere freatico (falda libera principale), con superficie libera stagionalmente assai prossima al piano campagna e in diretta connessione con le acque di alveo e di subalveo del F. Ticino. In profondità, si ha la presenza di più falde sovrapposte confinate e talora anche artesiane per la presenza di orizzonti semi-permeabili ed impermeabili continui arealmente.

2 Unità delle "Alluvioni antiche" (ivi comprese le zone interessate da riporti antropici con quote confrontabili a tale ripiano) e del "Fluviale recente". Rispetto alla precedente, questa unità è generalmente caratterizzata dalla presenza di una ulteriore falda libera, sospesa rispetto alla falda libera principale, con superficie (vedi TAV. 3) localizzata a pochi metri dal piano campagna e, comunque, con profondità variabile in funzione dell'andamento morfologico (sia topografico, sia dell'orizzonte semipermeabile che la sostiene), della stagione e dei "richiami" esercitati dalle scarpate di terrazzo (vedi TAVV. 3 e 9). L'alimentazione della falda sospesa avviene sostanzialmente per infiltrazione diretta di acque irrigue e/o di precipitazione meteorica. La sottostante falda libera principale, la cui superficie si trova a parecchi metri dal piano campagna (vedi TAV. 3 e 9), corrisponde a quella caratterizzante l'unità precedentemente descritta. In profondità, come nel caso precedente, per la presenza di orizzonti semi-permeabili ed impermeabili, si ha la presenza di più falde sovrapposte confinate e talora anche artesiane.

A B
4 6

Pozzo profondo pubblico allacciato alla rete acquedottistica e relativo n. d'ordine della stratigrafia (vedi l'ALL. 1). A = attivo; B = dismesso (dati forniti dall'ente gestore, ASM Pavia, aggiornati all'aprile 2010).

1

Pozzo profondo privato e relativo n. d'ordine (per la stratigrafia si veda l'ALL. 1).

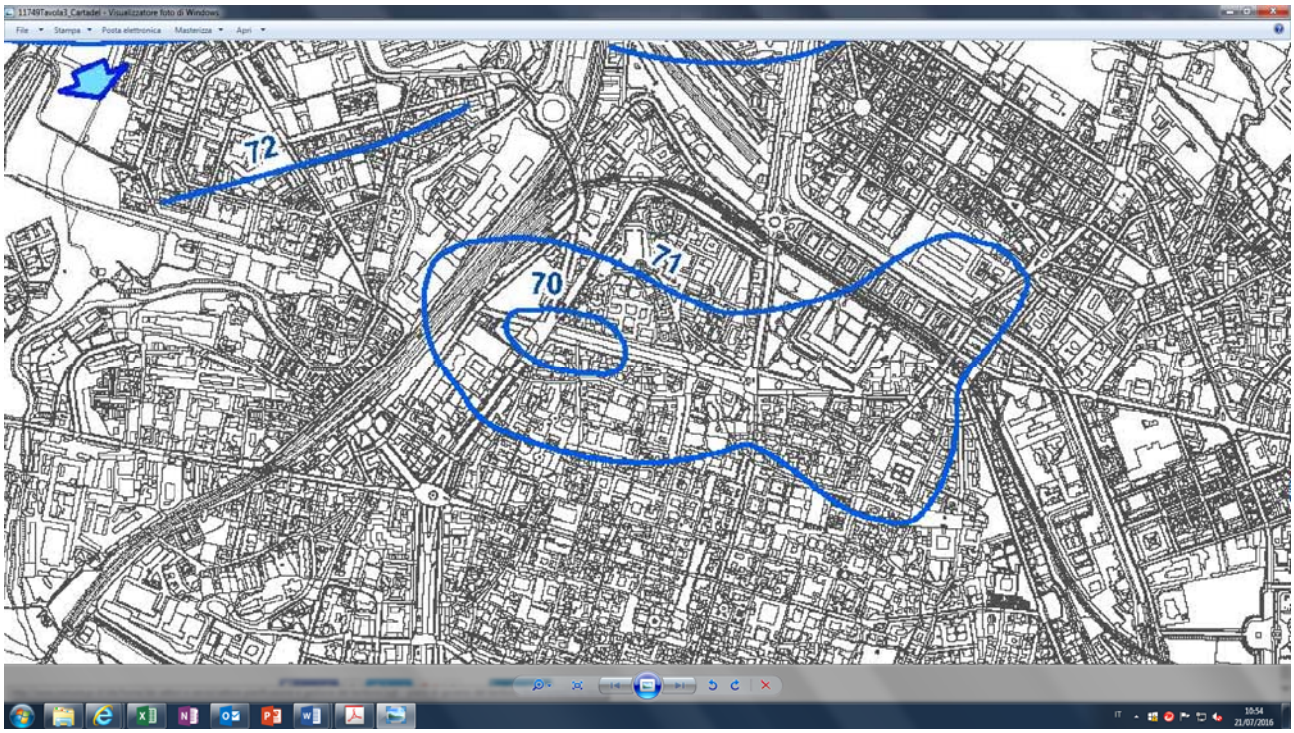
Senso di flusso prevalente della falda libera (vedi TAV. 3).

1——1

Traccia di sezione litostratigrafica (vedi TAV. 4).



FALDA PRINCIPALE



FALDA SOSPESA



$A^{1}_{(a)}$

$A^{2}_{(a)}$

$A_{(a)}$

$A_{(b)}$

$A_{(c)}$

MORFOLOGIA: ripiani impostati su depositi alluvionali del "Fluviale recente" (Piano Generale Terrazzato della pianura lombarda), sopraelevati di almeno 10 ÷ 24 m rispetto agli alvei attivi.

LITOLOGIA: sono costituiti prevalentemente da sabbie (spesso alterate in superficie) con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni a diversa profondità di limi e limi argillosi. Le informazioni geognostiche disponibili consentono la delimitazione sommaria delle zone ove tali intercalazioni sono generalmente presenti: dalla profondità di 2,5 ÷ 5 m alla profondità di 6 ÷ 8 m dal piano campagna ($\mathbf{A^{1}_{(a)}}$); superficialmente, fino a 3,5 ÷ 5,5 m dal piano campagna ($\mathbf{A^{2}_{(a)}}$).

IDROGEOLOGIA: è generalmente presente una prima falda sospesa rispetto alla falda principale, a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche e idrogeologiche locali; la superficie di tale falda sospesa è generalmente ubicata, in condizioni normali, alle seguenti profondità: 2 ÷ 4 m dal piano campagna o stagionalmente prossima alla superficie ($\mathbf{A_{(a)}}$); 5 ÷ 6 m dal piano campagna con escursioni stagionali fino a 3 ÷ 4 m dal piano campagna ($\mathbf{A_{(b)}}$); maggiore o uguale a 6 m ($\mathbf{A_{(c)}}$). La permeabilità e la vulnerabilità della porzione superficiale della successione sono relativamente elevate. Per ulteriori informazioni si rimanda alla TAV. 3.

IDRAULICA: aree non inondabili.



Classe 3 (arancione) - Fattibilità con consistenti limitazioni. La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche C e D di cui alla TAV. 9; le sotto-unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche $\mathbf{E_B}$, $\mathbf{E^1_B}$ e $\mathbf{F_B}$ di cui alla TAV. 9; le aree edificate ricadenti nella Fascia fluviale B in classe di rischio idraulico R3; le zone contraddistinte dalla locale presenza di cavità nel sottosuolo (collettori fognari di epoca romana e medioevale) in genere con sommità a quote debolmente inferiori rispetto alle fondazioni dell'edificato esistente, i cui eventuali crolli potrebbero indurre cedimenti o lesioni strutturali più o meno gravi al patrimonio edilizio esistente; i siti contaminati o potenzialmente tali (procedure ex D.M. 471/1999, D. Lgs. 152/2006 e s.m.i. e situazioni confrontabili pre D.M. 471/1999) ad esclusione dei siti già indagati con verifica di assenza di contaminazioni o già bonificati, con area svincolata e/o con certificato provinciale di avvenuta bonifica già emesso.

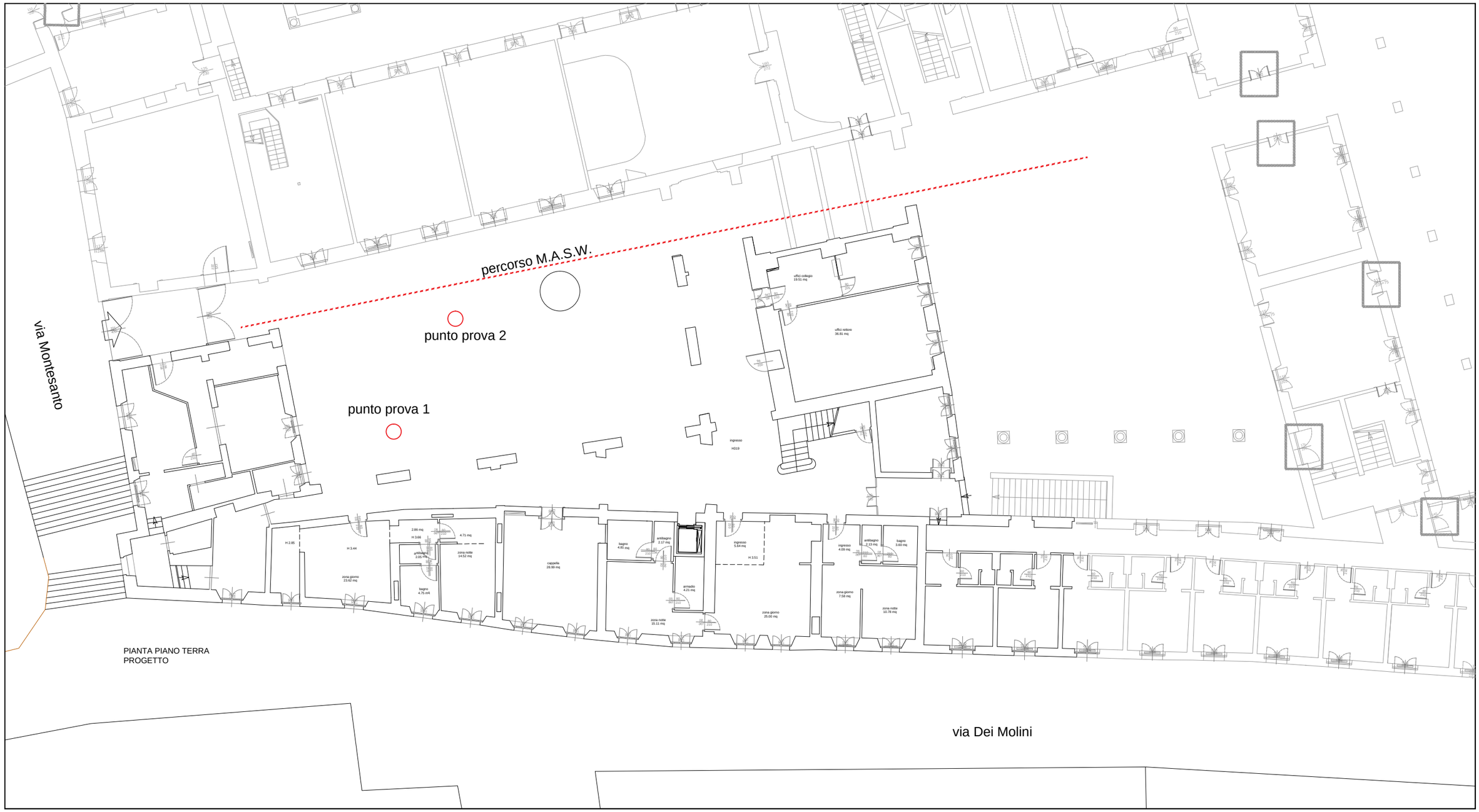
AREE SOGGETTE AD AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE

Z2. Zone con terreni di fondazione con caratteristiche geotecniche potenzialmente scadenti nei primi metri di profondità (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) o con depositi granulari fini saturi, ove gli effetti da sisma possono originare cedimenti e/o liquefazioni. Sono state inserite in questa classe le seguenti unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche (vedi TAV. 9): aree interessate da riporti di varia entità, costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc. (perimetrazione indicativa); $A^1_{(a)}$; $A^2_{(a)}$; $B^1_{(a)}$; $B^1_{(b)}$; C; C^1; D_B; D_C; D^1_C; D^2; D^3; E^1_B.

Z3a. Ciglio di scarpata di terrazzo, naturale o localmente artificializzata, di altezza superiore ai 10, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni topografiche.

Z4a. Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni litologiche e geometriche (tutto il territorio comunale ricade in questa zona).

Zona contraddistinta dalla locale presenza di cavità nel sottosuolo (collettori fognari di epoca romana e medioevale) in genere a quote sottostanti le fondazioni dell'edificato, i cui eventuali crolli possono indurre cedimenti e/o danni strutturali al patrimonio edilizio esistente.



PIANTA PIANO TERRA
PROGETTO

Committente: SEMINARIO VESCOVILE

Località: PAVIA VIA MONTESANTO 2

Data: LUGLIO 2016 Attrezzatura: PAGANI

Note:

Quota(m): Prova: \2

Tabulato della prova

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*	*N. colpi SPT equivalenti*	*N. colpi del rivestimento corretto*
0,2	1		2	
0,4	3		4	
0,6	7		10	
0,8	7		10	
1	5		8	
1,2	2		3	
1,4	3		4	
1,6	2		3	
1,8	2		3	
2	2		3	
2,2	2		3	
2,4	2		3	
2,6	2		3	
2,8	2		3	
3	2		3	
3,2	9		14	
3,4	12		18	
3,6	12		18	
3,8	6		9	
4	6		9	
4,2	6		9	
4,4	5		8	
4,6	10		15	
4,8	10		15	
5	12		18	
5,2	10		15	
5,4	12		18	
5,6	11		16	
5,8	20		30	
6	21		32	
6,2	22		33	
6,4	22		33	
6,6	21		32	
6,8	20		30	
7	20		30	
7,2	21		32	
7,4	22		33	
7,6	18		27	
7,8	21		32	
8	19		28	

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*	*N. colpi SPT equivalenti*	*N. colpi del rivestimento corretto*
8,2	22		33	
8,4	18		27	
8,6	20		30	
8,8	21		32	
9	74		111	

Committente: SEMINARIO VESCOVILE

Località: PAVIA VIA MONTESANTO 2

Data: LUGLIO 2016 Attrezzatura: PAGANI

Note:

Quota(m): Prova: \2

Parametri geotecnici

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
0,2	2	Sabbia molto sciolta	52	0,07	20	1,91	50	35	14				121	0,02
0,4	4	Sabbia sciolta	73	0,11	23	1,93	53	80	28				185	0,06
0,6	10	Sabbia compatta	94	0,25	27	2,07	74	270	71				324	0,1
0,8	10	Sabbia compatta	101	0,23	27	2,02	67	270	71				324	0,14
1	8	Sabbia sciolta	102	0,17	26	1,95	56	198	57				283	0,18
1,2	3	Sabbia molto sciolta	90	0,06	22	1,81	33	56	21				155	0,22
1,4	4	Sabbia sciolta	98	0,08	23	1,83	36	80	28				185	0,25
1,6	3	Sabbia molto sciolta	96	0,06	22	1,8	31	56	21				155	0,29
1,8	3	Sabbia molto sciolta	98	0,05	22	1,8	30	56	21				155	0,32
2	3	Sabbia molto sciolta	100	0,05	22	1,79	29	56	21				155	0,36
2,2	3	Sabbia molto sciolta	102	0,05	22	1,79	28	56	21				155	0,4

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
2,4	3	Sabbia molto sciolta	104	0,05	22	1,79	28	56	21				155	0,43
2,6	3	Sabbia molto sciolta	106	0,05	22	1,78	27	56	21				155	0,47
2,8	3	Sabbia molto sciolta	107	0,05	22	1,78	27	56	21				155	0,5
3	3	Sabbia molto sciolta	109	0,04	22	1,78	26	56	21				155	0,54
3,2	14	Sabbia compatta	144	0,2	29	1,94	55	439	99				398	0,58
3,4	18	Sabbia compatta	152	0,25	31	1,99	62	636	128				464	0,62
3,6	18	Sabbia compatta	154	0,25	31	1,98	61	636	128				464	0,65
3,8	9	Sabbia sciolta	138	0,12	27	1,86	42	233	64				304	0,69
4	9	Sabbia sciolta	140	0,12	27	1,86	42	233	64				304	0,73
4,2	9	Sabbia sciolta	141	0,11	27	1,86	41	233	64				304	0,77
4,4	8	Sabbia sciolta	139	0,1	26	1,85	39	198	57				283	0,8
4,6	15	Sabbia compatta	157	0,18	30	1,92	52	486	107				416	0,84
4,8	15	Sabbia compatta	158	0,18	30	1,92	52	486	107				416	0,88
5	18	Sabbia compatta	164	0,21	31	1,95	56	636	128				464	0,92
5,2	15	Sabbia compatta	161	0,17	30	1,92	51	486	107				416	0,96
5,4	18	Sabbia compatta	167	0,2	31	1,94	55	636	128				464	1
5,6	16	Sabbia compatta	165	0,17	30	1,92	51	534	114				432	1,04
5,8	30	Sabbia densa	185	0,32	36	2,03	69	1359	213				635	1,08
6	32	Sabbia densa	188	0,33	37	2,05	71	1494	227				660	1,12
6,2	33	Sabbia densa	190	0,34	37	2,06	72	1562	234				673	1,16
6,4	33	Sabbia densa	192	0,33	37	2,05	71	1562	234				673	1,2

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
6,6	32	Sabbia densa	192	0,31	37	2,03	69	1494	227				660	1,24
6,8	30	Sabbia densa	191	0,29	36	2,02	67	1359	213				635	1,28
7	30	Sabbia densa	192	0,28	36	2,01	66	1359	213				635	1,32
7,2	32	Sabbia densa	195	0,3	37	2,03	68	1494	227				660	1,36
7,4	33	Sabbia densa	197	0,3	37	2,03	68	1562	234				673	1,4
7,6	27	Sabbia compatta	192	0,24	35	1,98	61	1164	192				595	1,44
7,8	32	Sabbia densa	198	0,28	37	2,01	66	1494	227				660	1,48
8	28	Sabbia compatta	195	0,24	35	1,99	62	1228	199				608	1,52
8,2	33	Sabbia densa	202	0,28	37	2,01	66	1562	234				673	1,56
8,4	27	Sabbia compatta	196	0,22	35	1,97	60	1164	192				595	1,6
8,6	30	Sabbia densa	200	0,24	36	1,99	63	1359	213				635	1,64
8,8	32	Sabbia densa	203	0,26	37	2	64	1494	227				660	1,68
9	111	Sabbia molto densa	253	0,87	45	2,16	85	3718	788				1411	1,72

Profondità della falda (m): -6,90

Committente: SEMINARIO VESCOVILE

Località: PAVIA VIA MONTESANTO 2

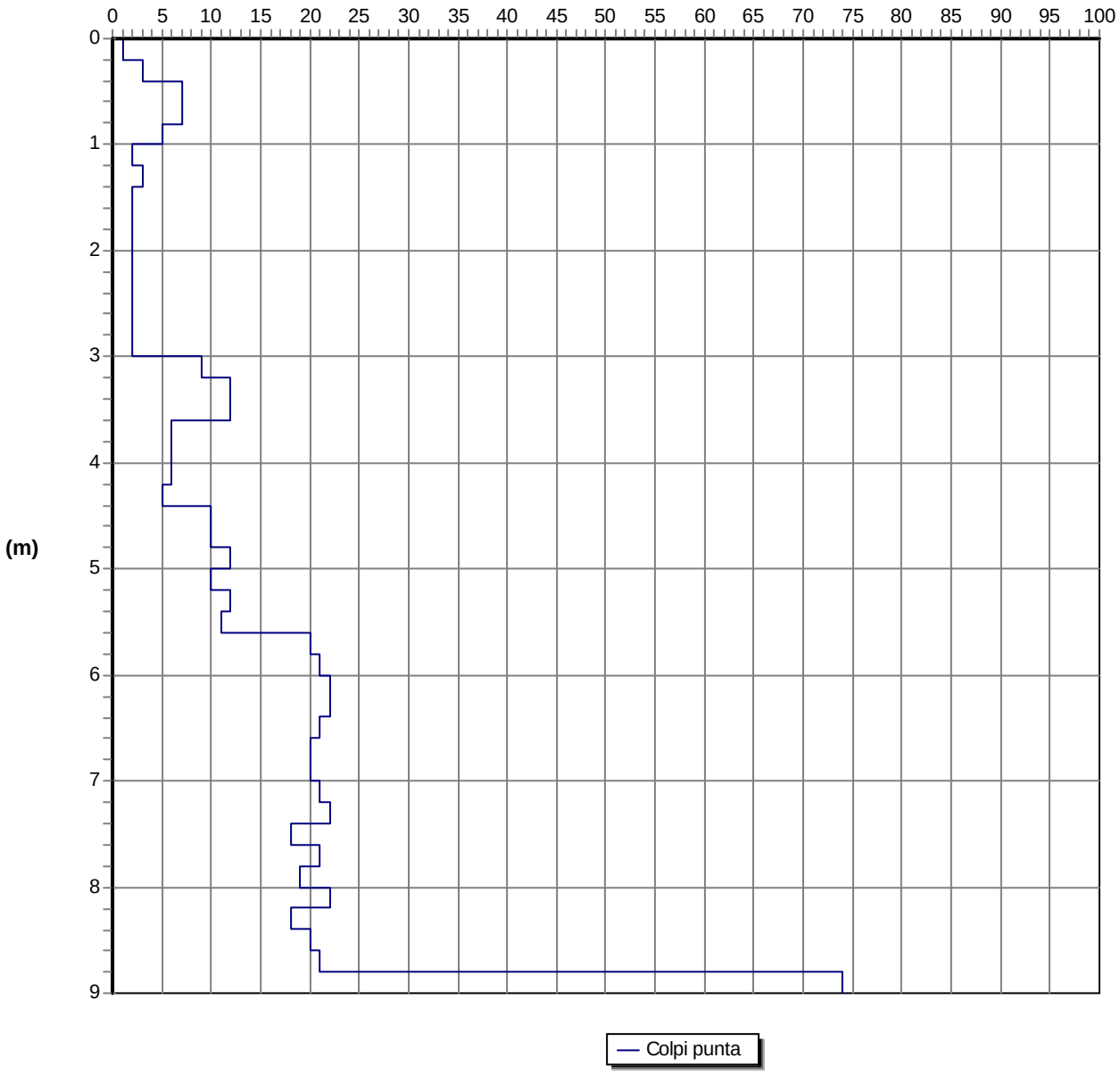
Data: LUGLIO 2016 Attrezzatura: PAGANI

Note:

Quota(m): Prova: \2

Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m):-6,90



Committente: SEMINARIO VESCOVILE

Località: PAVIA VIA MONTESANTO 2

Data: LUGLIO 2016 Attrezzatura: PAGANI

Note:

Quota(m): Prova: \1

Tabulato della prova

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*	*N. colpi SPT equivalenti*	*N. colpi del rivestimento corretto*
0,2	1		2	
0,4	2		3	
0,6	3		4	
0,8	3		4	
1	3		4	
1,2	2		3	
1,4	2		3	
1,6	1		2	
1,8	2		3	
2	2		3	
2,2	1		2	
2,4	1		2	
2,6	1		2	
2,8	4		6	
3	5		8	
3,2	3		4	
3,4	4		6	
3,6	3		4	
3,8	4		6	
4	2		3	
4,2	4		6	
4,4	8		12	
4,6	9		14	
4,8	10		15	
5	58		87	

Committente: SEMINARIO VESCOVILE

Località: PAVIA VIA MONTESANTO 2

Data: LUGLIO 2016 Attrezzatura: PAGANI

Note:

Quota(m): Prova: \1

Parametri geotecnici

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
0,2	2	Sabbia molto sciolta	52	0,08	20	2,12	58	35	14				121	0,01
0,4	3	Sabbia molto sciolta	69	0,1	22	2,1	53	56	21				155	0,03
0,6	4	Sabbia sciolta	81	0,11	23	2,1	53	80	28				185	0,06
0,8	4	Sabbia sciolta	86	0,11	23	2,08	49	80	28				185	0,08
1	4	Sabbia sciolta	91	0,1	23	2,06	46	80	28				185	0,1
1,2	3	Sabbia molto sciolta	90	0,07	22	2,03	38	56	21				155	0,12
1,4	3	Sabbia molto sciolta	93	0,07	22	2,03	37	56	21				155	0,14
1,6	2	Sabbia molto sciolta	89	0,04	20	1,99	29	35	14				121	0,16
1,8	3	Sabbia molto sciolta	98	0,06	22	2,01	34	56	21				155	0,18
2	3	Sabbia molto sciolta	100	0,06	22	2,01	33	56	21				155	0,2
2,2	2	Sabbia molto sciolta	95	0,04	20	1,99	27	35	14				121	0,22

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
2,4	2	Sabbia molto sciolta	97	0,04	20	1,98	26	35	14				121	0,24
2,6	2	Sabbia molto sciolta	99	0,04	20	1,98	26	35	14				121	0,26
2,8	6	Sabbia sciolta	121	0,11	24	2,05	43	134	43				237	0,28
3	8	Sabbia sciolta	129	0,15	26	2,08	49	198	57				283	0,3
3,2	4	Sabbia sciolta	116	0,07	23	2,01	34	80	28				185	0,32
3,4	6	Sabbia sciolta	126	0,11	24	2,04	41	134	43				237	0,34
3,6	4	Sabbia sciolta	119	0,07	23	2,01	33	80	28				185	0,36
3,8	6	Sabbia sciolta	129	0,1	24	2,04	40	134	43				237	0,38
4	3	Sabbia molto sciolta	116	0,05	22	1,99	28	56	21				155	0,4
4,2	6	Sabbia sciolta	131	0,1	24	2,03	39	134	43				237	0,42
4,4	12	Sabbia compatta	149	0,19	28	2,11	55	351	85				363	0,45
4,6	14	Sabbia compatta	155	0,22	29	2,12	58	439	99				398	0,47
4,8	15	Sabbia compatta	158	0,23	30	2,13	60	486	107				416	0,49
5	87	Sabbia molto densa	215	1,32	45	2,27	85	4468	618				1216	0,51

Profondità della falda (m): *non rilevata*

Committente: SEMINARIO VESCOVILE

Località: PAVIA VIA MONTESANTO 2

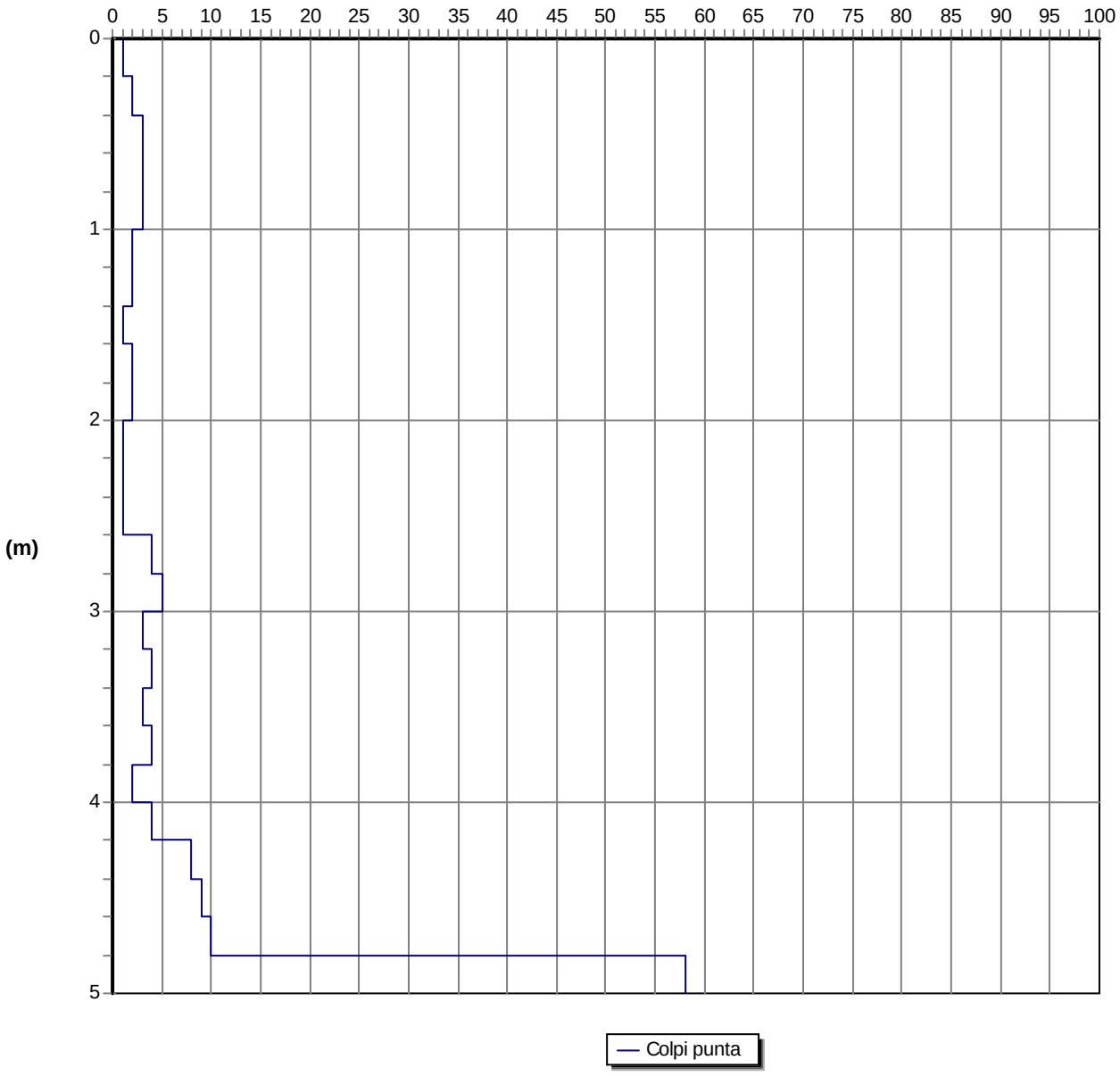
Data: LUGLIO 2016 Attrezzatura: PAGANI

Note:

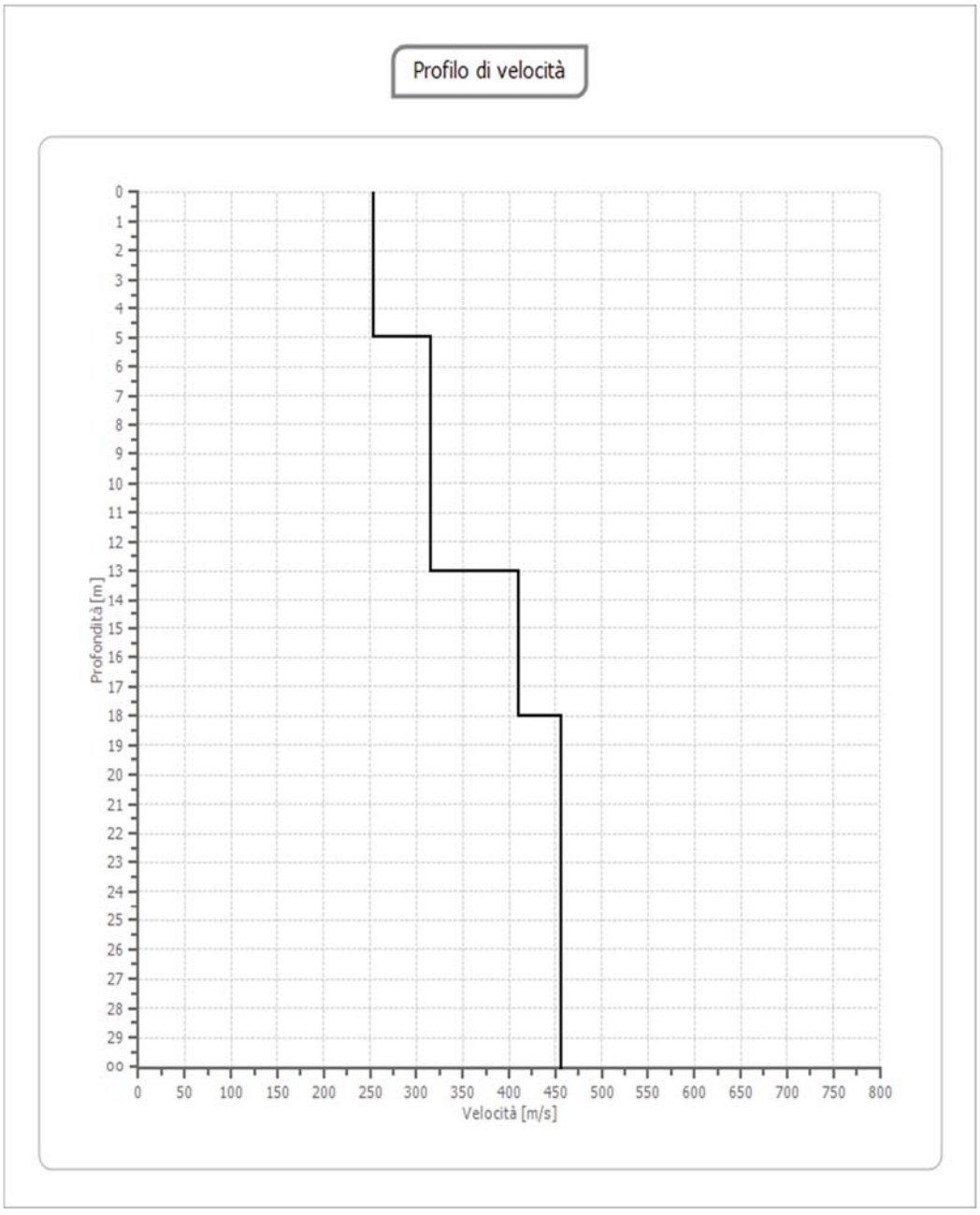
Quota(m): Prova: \1

Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m):non rilevata



Risultati masw



- **VS30 358,70 m/s**

- **Categoria di sottosuoloC**

- **Suolo di tipo C** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 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).

Dott. Filippo Rizzo
Via Chiozzo, 44/C
27100 Pavia
P. IVA 01862980180
338/9868729
filipporizzo73@gmail.com

PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI NUOVI EDIFICI RESIDENZIALI IN VIA MORUZZI A PAVIA



RELAZIONE GEOTECNICA
(D.M. 14/01/2008 - N.T.C.)

Pavia - dicembre 2016

COMMITTENTE: FILEDIL SRL

INDICE

1. PREMESSA 3

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO 4

3. CARATTERISTICHE DELL'OPERA IN OGGETTO 6

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE 7

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI 8

6. CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO 9

7. COEFFICIENTE DI REAZIONE DI WINKLER 11

8. ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE 11

ALLEGATI

TAVOLA 1 UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE

TAVOLA 2 ELABORATI PROVE PENETROMETRICHE

TAVOLA 3 ELABORATO PROVA MASW

PREMESSA

La presente relazione contiene gli esiti delle indagini geognostiche eseguite per la definizione dei parametri geotecnici e sismici dei terreni sui quali è prevista la costruzione di nuovi edifici residenziali in Via Moruzzi a Pavia.

Presso l'area interessata dal progetto è stata realizzata una campagna geognostica costituita da 9 prove penetrometriche statiche CPT ed uno stendimento MASW per la caratterizzazione sismica del sottosuolo locale.

In ottemperanza a quanto previsto dalla normativa del D.M. 14/01/2008, l'interpretazione di tutti i dati è stata finalizzata principalmente alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione; l'obiettivo è stato quello di ottenere i dati necessari alla corretta scelta delle opere fondazionali.

Fanno parte della relazione tecnica i seguenti allegati:
- Planimetria con ubicazione delle indagini
- Elaborati delle prove penetrometriche
- Elaborazione Masw

Normative utilizzate

Norme Tecniche per le Costruzioni - 14 Gennaio 2008.
Circolare LL.PP. 617 – 2009

INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Il substrato dell'area indagata è costituito, dal punto di vista geologico, da depositi di origine fluviale e fluvioglaciale messi in posto a seguito dell'imponente attività di sedimentazione operata, a partire dall'ultima espansione glaciale (Würm - tardo Pleistocene), dai principali corsi d'acqua presenti in zona, su tutti il Ticino e il Canale Navigliaccio.

Per quanto attiene alle proprietà litologiche i depositi alluvionali in questione sono costituiti prevalentemente da sabbie e, in subordine, sabbie limose, limi sabbiosi e limi argillosi, con intercalazioni sabbioso-ghiaiose che si fanno più frequenti, sino a diventare dominanti, in profondità.

Lo schema generale della successione litostratigrafica del sottosuolo dell'ambito areale di specifico interesse è il seguente (procedendo dal basso verso l'alto):

-Basamento marino (Pliocene superiore - Pleistocene inferiore), è costituito da marne argillo-siltose e da argille siltose di origine marina che rappresentano i sedimenti del sistema deposizionale plio-pleistocenico padano;

-Sequenza continentale (Pleistocene medio-sup. - Olocene) formata da:
. successione alluvionale costituita da depositi prevalentemente argillosi con intercalazioni sabbiose;
. materasso alluvionale di copertura (formato da alluvioni a dominante sabbiosa e sabbioso-ghiaiosa).

Come evidenziato nella Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, Foglio 59 "Pavia" (vedi Figura 1) l'area investigata ricade in corrispondenza delle alluvioni dei terrazzi compresi tra la superficie principale della pianura, a nord, e le alluvioni deposte sul fondo delle incisioni fluviali, a sud.

Dal punto di vista litologico si tratta di alluvioni sabbiose, con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e con orizzonti limoso-sabbiosi. In superficie si rinvengono materiali di riporto costituiti da prevalenti sabbie-limose, ciottoli, frammenti di laterizi, ecc..

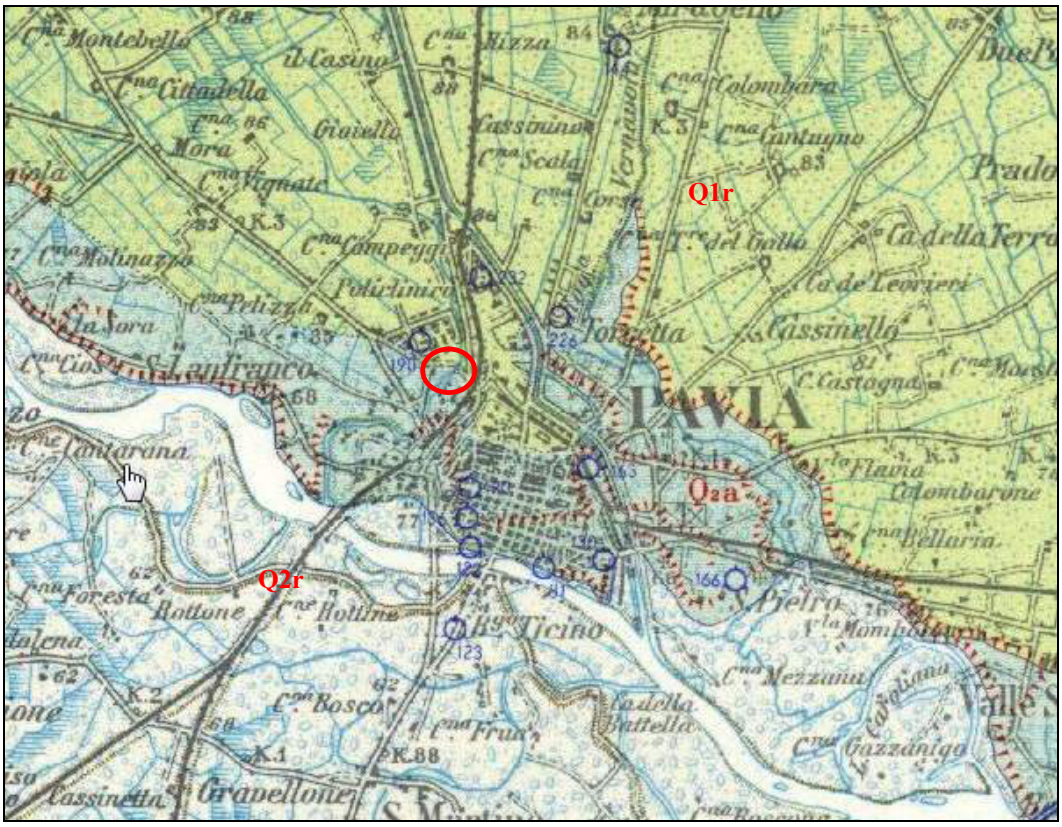


Figura 1 Stralcio della Carta Geologica d'Italia (Foglio 59) che mostra come l'area investigata (nel cerchio rosso) si collochi in corrispondenza delle alluvioni dei terrazzi compresi tra la superficie principale della pianura, a nord (sigla Q1r), e le alluvioni deposte sul fondo delle incisioni fluviali, a sud (sigla Q2r).

CARATTERISTICHE DELL'OPERA IN PROGETTO

L' opera in progetto consisterà, come anticipato in premessa, nella realizzazione di 3 strutture residenziali di 2 piani fuori terra e con 1 piano interrato da adibire a garage, che avrà la disposizione planimetrica schematizzata nella figura di seguito riportata.

Gli edifici in progetto avranno dimensioni in pianta di circa 32 x 15 m.

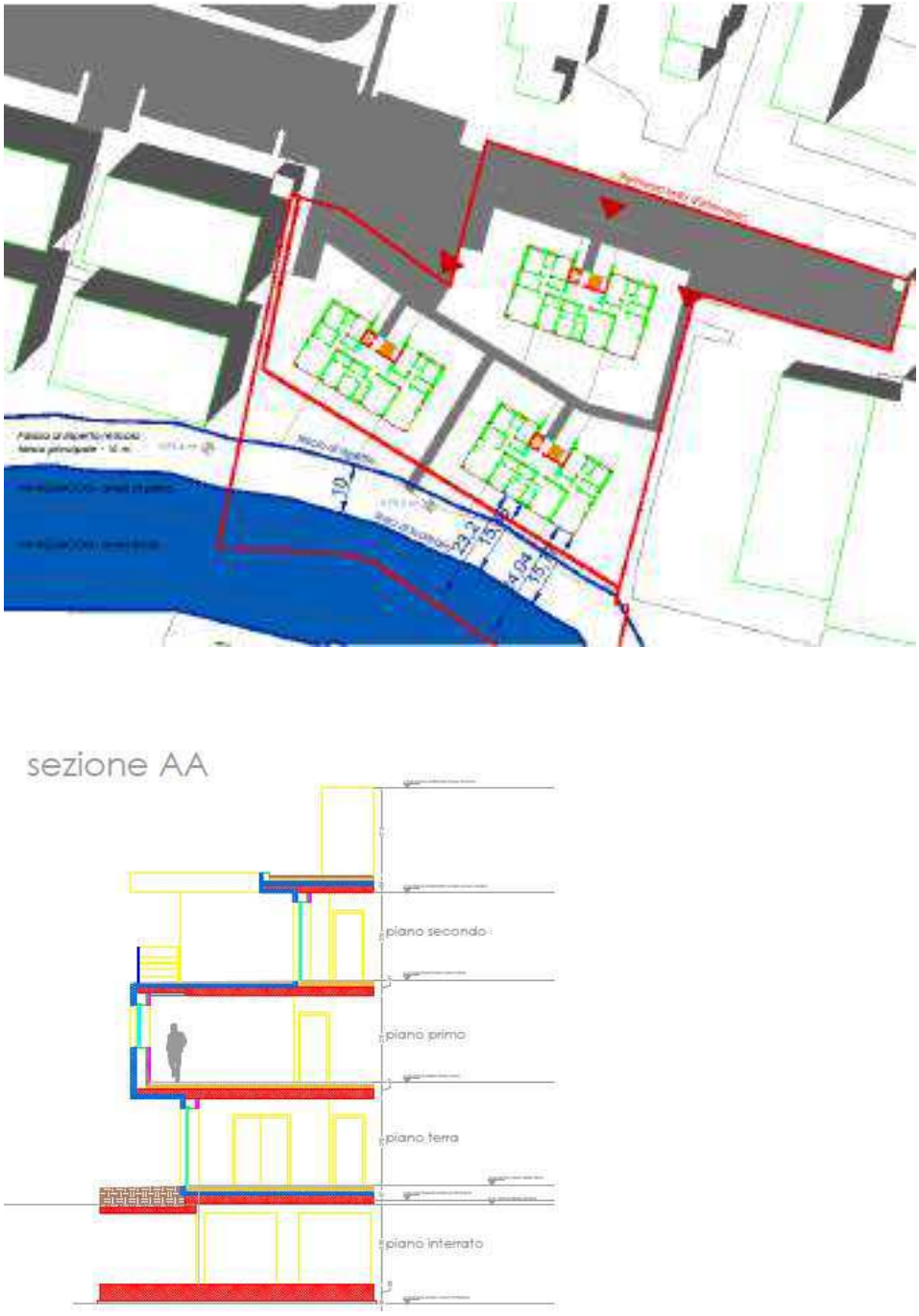


Figura 2 – Planimetria e sezione schematica dell'intervento in progetto.

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Come già anticipato presso l'area interessata dal progetto è stata realizzata una campagna geognostica costituita da 9 prove penetrometriche statiche (3 per ogni struttura, vedi Tavola 1), spinte in modo variabile fino alla profondità massima di -12.00 dal p.c.

In 2 dei 9 fori di prova (P1 e P4) sono stato installati 2 micropiezometri da ½" che hanno consentito di rilevare al momento dell'indagine, giugno 2016, sia la presenza della falda principale, ma anche quella sospesa.

Il rilievo piezometrico condotto nel piezometro installato nel foro della prova P1 (falda profonda) risulta pari a -9.70 m. da p.c., mentre nel foro della prova P4 (falda sospesa) risulta pari a -3.75 m. da p.c.
Occorre ricordare che la superficie piezometrica nell'area cittadina è soggetta a variazioni stagionali e annuali correlate sia alle condizioni di ricarica che alle variazioni dell'entità dei prelievi.
Sulla base dei dati esistenti dedotti sia da lavori eseguiti in precedenza che dallo Studio Geologico di supporto al vigente PGT l'escursione stagionale può portare anche la soggiacenza della falda sospesa in prossimità della quota fondazionale.
Sarà quindi importante da parte della Progettazione fare un'approfondita valutazione sulla possibilità di utilizzare materiali per evitare iterazioni tra le strutture e la falda sospesa .

L'esecuzione delle prove penetrometriche non consente come noto l'osservazione diretta dei terreni attraversati ma la successione stratigrafica locale è riscostruita attraverso l'elaborazione dei valori di resistenza alla punta della prova.

Le prove penetrometriche statiche sono eseguite con attrezzatura a spinta idraulica, impiegando una punta munita di "Friction Jacket Cone" per la misura dell'attrito laterale locale.

Le misure, registrate per punti ad intervalli di 20 cm, definiscono i valori di resistenza alla punta (Rp), dell'attrito laterale locale (Rl) e dell'attrito laterale totale.

In fase d'interpretazione nelle prove statiche i valori di resistenza alla punta **Rp (o Qc)** vengono correlati al valore Nspt dal quale viene calcolato l'angolo di attrito e la densità relativa del terreno considerato .

Inoltre il valore Nspt viene utilizzato per verificare, tramite abachi di progetto, i risultati relativi alla capacità portante e ai cedimenti delle fondazioni.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

La successione stratigrafica (modello geologico di riferimento) può essere schematizzata come segue:

da 0,00 m a 3,00÷4,50 m	Sabbia mediamente compatta con rara ghiaia
da 3,00÷4,50 m a 5,50÷6,50 m	Limo sabbioso passante a sabbia limosa
da 5,50÷6,50 m a 10,00÷12,00 m	Sabbia da mediamente a ben addensata anche con ghiaia

Per la valutazione dei parametri geotecnici che caratterizzano il sottosuolo dell'area d'intervento sono state elaborate le prove CPT, utilizzando le correlazioni proposte da diversi autori .

Nelle tabelle seguenti sono riportati i principali parametri geomeccanici relativi agli orizzonti che costituiscono il substrato dell'area indagata (i tabulati completi delle prove ed i relativi grafici sono riportati nella Tavola 2).

Strato	Angolo di resistenza al taglio ϕ (gradi)	Densità relativa DR (%)	Peso di volume γ (g/cm^3)
da 0,00 m a 3,00÷4,50 m	31°-33°	60-80	1.70
da 3,00÷4,50 m a 5,50÷6,50 m	26°-29°	15-40	1.80
da 5,50÷6,50 m a 10,00÷12,00 m	33°-35°	50-70	1.70

I valori adottati come rappresentativi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi Autori (Peck, Hanson e Thornburn, 1953; K. Terzaghi e R.B. Peck, 1976; G. Sanglerat, 1979; J.E. Bowles, 1982) e sono stati definiti in modo moderatamente cautelativo.

La valutazione del valore dell'angolo d'attrito, in termini di sforzi efficaci, è stata effettuata sulla base delle correlazioni proposte da Shmertmann, 1977.

CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

Per il calcolo della resistenza di progetto Rd, la normativa impone l'utilizzo di coefficienti parziali riduttivi, da applicare ai valori caratteristici dei parametri meccanici del terreno, secondo due approcci (6.4.2.1 – NTC2008).

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e SLU di tipo strutturale (STR), accertando che la condizione Ed ≤ Rd, dove Ed è il valore di progetto dell'azione e Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Si è scelto di utilizzare l'approccio 2, dove è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Approccio 2: (azioni A1 + materiali M1 + resistenze R3)

I coefficienti parziali dei parametri di resistenza del terreno (M) sono unitari e la resistenza globale del sistema (R) è ridotta tramite il coefficiente del gruppo R3, pari a 2,3.

Una volta conosciuti ed elaborati i parametri geotecnici, calcoliamo la resistenza di progetto; la valutazione è eseguita sulla base dell'equazione proposta da Terzaghi (1970); l'equazione adottata, nella sua forma generale è la seguente:

$$Rk = cNc + q\,N_q + 0{,}5\,\gamma\,B\,N_\gamma$$ dove:

Rk	[kPa]	= resistenza allo stato limite ultimo;
γ	[kN/mc]	= peso di volume naturale; 17-18
B	[m]	= dimensioni della platea; 15,0 x 32,0/15,0 x 65,0
c	[kg/cm^2]	= coesione; assente
q	[kPa]	= $\gamma \times D$ = sovraccarico dovuto al rinterro;
D	[m]	= profondità fondazione da p.c.; -3.00 m da p.c.
$N\gamma$, N_q	[-]	= fattori di capacità portante;

Alla quota di imposta considerata, cioè –3,00 metri dal piano campagna il risultato ottenuto è:

Approccio 2: Rk = 370 kPa

Per il calcolo del valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, l'approccio impone il coefficiente parziale R3 = 2,3

ne consegue che la resistenza di progetto Rd che non deve essere superata dalle azioni di progetto ed è:

Approccio 2 → Rd = 160 kPa (>Ed).

Il calcolo del carico di esercizio (**Stato Limite di Esercizio**), si è verificato in funzione dei cedimenti immediati ottenuti (calcolati con 2 diversi metodi: Schmertmann $\mathbf{\Delta H}$=0.6*B*ΔQ/E_s e Timoshenko-Goodier $\mathbf{\Delta H}$= Q_o* B*(1-μ^2)/Es*Is*If **) .**

Affinché i cedimenti siano accettabili per la tipologia di fondazione utilizzata (platea) si ottiene un carico di esercizio (Stato Limite di Esercizio) pari 90-100 kPa:

Sarà comunque compito del progettista decidere il dimensionamento più adatto delle fondazioni previste in funzione dei carichi strutturali e dei cedimenti connessi.

COEFFICIENTE DI REAZIONE DI WINKLER

Il valore del coefficiente di Winkler è il parametro che permette di determinare la rigidezza di una fondazione; viene calcolato con il metodo di Vesic che lega il coefficiente ai cedimenti della fondazione ed al carico allo SLE.

Ks = 6.000 kN/m^3

ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE

Il Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" impone la verifica delle azioni sismiche sulle nuove costruzioni.

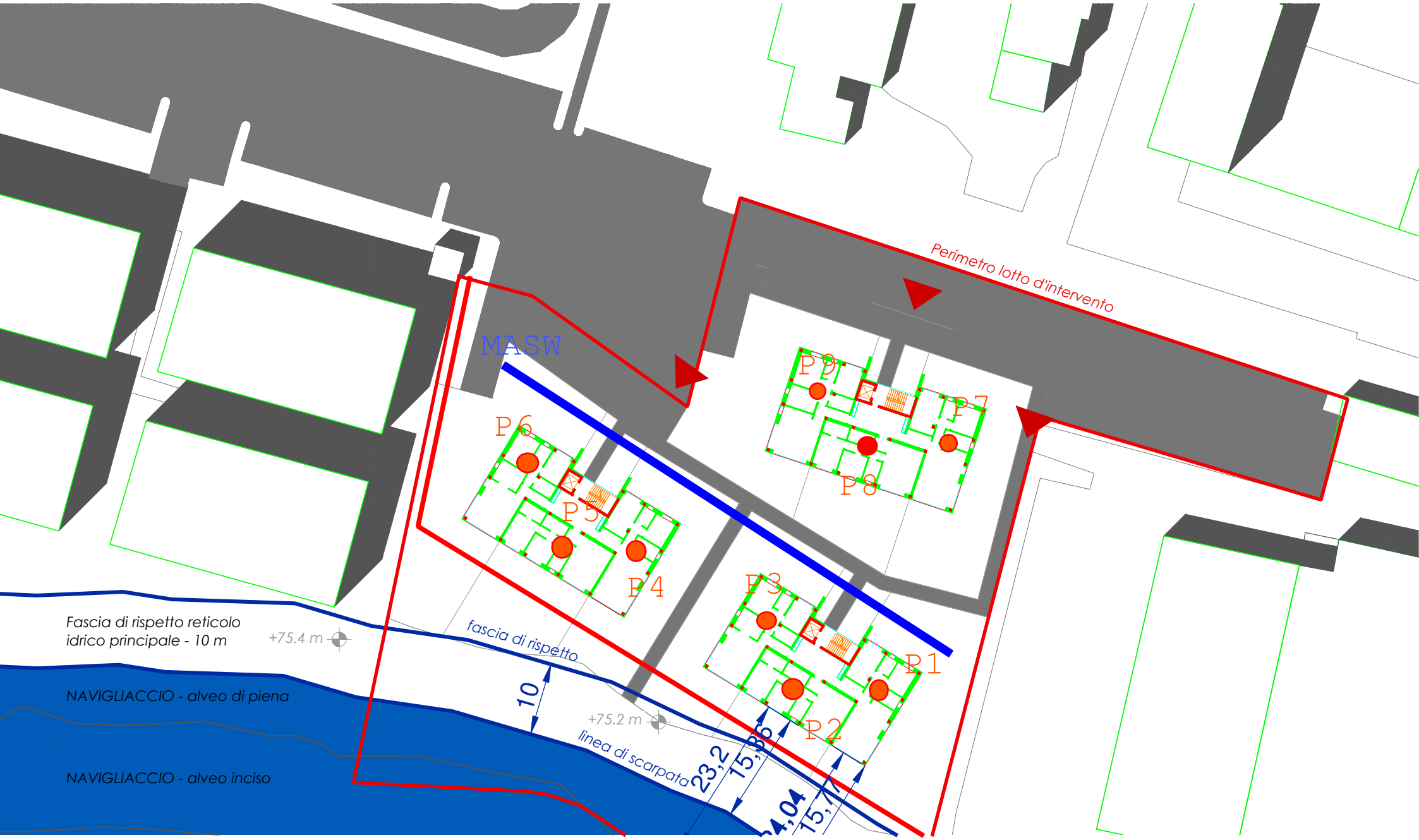
Per la scelta dei parametri progettuali, vista l'importanza dell'opera, abbiamo assegnato al manufatto una vita nominale Vn (2.4.1 - NTC2008) maggiore di 50 anni e una classe d'uso "II" (2.4.2 – NTC2008). Ne consegue che il periodo di riferimento Vr per le azioni sismiche è pari a Vn × Cu (coefficiente d'uso = 1 per classe d'uso IV) = 50 anni.

L'azione sismica di progetto tiene inoltre conto della categoria di sottosuolo di riferimento (3.2.2 – NTC2008); sono previste cinque classi di terreni, identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 metri, e definite dai seguenti parametri: velocità delle onde S, numero colpi SPT e/o coesione non drenata.

Rispetto le norme tecniche per le costruzioni (DM 14 gennaio 2008, ex DM 14 settembre 2005), il sito rientra nella categoria C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine molto consistenti" con valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s", nello specifico 285 m/s.

Come condizione topografica al contorno, dovrà essere considerata la categoria T1, propria dei terreni appartenenti a superfici pianeggianti e pendii e rilievi isolati con inclinazione media i < 15°.

ALLEGATI



PAVIA VIA MORUZZI - PLANIMETRIA CON UBICAZIONE PUNTI D'INDAGINE

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P9

Note:

Tabulato della prova

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
0,6	174	195	174	0,53		0,3
0,8	184	192	184	1,13		0,61
1	176	193	176	1,6		0,91
1,2	186	210	186	2,13		1,15
1,4	151	183	151	2,27		1,5
1,6	146	180	146	0,8		0,55
1,8	142	154	142	0,47		0,33
2	136	143	136	1,87		1,38
2,2	152	180	152	1,53		1,01
2,4	118	141	118	1,8		1,53
2,6	144	171	144	1		0,69
2,8	167	182	167	1,67		1
3	38	63	38	0,53		1,39
3,2	18	26	18	0,47		2,61
3,4	21	28	21	1,13		5,38
3,6	19	36	19	0,67		3,53
3,8	8	18	8	0,8		10
4	9	21	9	0,8		8,89
4,2	12	24	12	1,73		14,42
4,4	56	82	56	0,73		1,3
4,6	76	87	76	1,67		2,2
4,8	78	103	78	1,4		1,79
5	89	110	89	2,07		2,33
5,2	73	104	73	1,2		1,64
5,4	78	96	78	2,07		2,65
5,6	97	128	97	2,47		2,55
5,8	73	110	73	1,53		2,1
6	89	112	89	1,4		1,57
6,2	87	108	87	2,27		2,61
6,4	97	131	97	1,2		1,24
6,6	145	163	145	1,53		1,06
6,8	138	161	138	2,53		1,83
7	98	136	98	2,47		2,52
7,2	79	116	79	1,53		1,94
7,4	137	160	137	1,13		0,82
7,6	129	146	129	1,73		1,34
7,8	125	151	125	2,13		1,7
8	141	173	141	1,2		0,85
8,2	129	147	129	1,67		1,29
8,4	136	161	136	1,87		1,38
8,6	138	166	138	1,27		0,92
8,8	129	148	129	2,13		1,65
9	147	179	147	1,93		1,31
9,2	137	166	137	1,4		1,02
9,4	128	149	128	2,53		1,98
9,6	48	86	48	0,13		0,27

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
9,8	69	71	69	2,4		3,48
10	39	75	39	2,4		6,15

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P9

Note:

Parametri geotecnici

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
0,6	0,0031		40	2,16	85	435				655	75	0,09
0,8	0,00097		40	2,16	85	460				678	75	0,14
1	0,00031		40	2,16	85	440				659	76	0,18
1,2	0,00013		40	2,16	85	465				682	76	0,22
1,4	3,2E-5		40	2,16	85	378				600	76	0,27
1,6	0,0012		39	2,16	85	365				588	76	0,31
1,8	0,0028		39	2,16	85	355				578	76	0,35
2	5,3E-5		39	2,16	85	340				563	77	0,4
2,2	0,00022		40	2,16	85	380				603	78	0,44
2,4	3E-5		38	2,16	85	295				517	77	0,48
2,6	0,00071		39	2,16	85	360				583	79	0,53
2,8	0,00022		40	2,16	85	418				639	80	0,57
3	5E-5		33	1,92	51	95				258	49	0,61
3,2	4,8E-7		30	1,77	24	45				164	27	0,65
3,4	1E-11	0,06		2,04			1,188	36	0,85	180		0,68
3,6	1,4E-8	0,07		1,98			0,923	67	0,74	169		0,72

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
3,8	1,2E-19	0,09		1,81			0,423	28	0,35	100		0,76
4	1,1E-17	0,09		1,84			0,48	32	0,6	107		0,78
4,2	1,1E-28	0,08		1,91			0,655	42	0,47	128		0,8
4,4	7E-5		35	2,12	57	140				328	57	0,82
4,6	2,3E-6		36	2,17	67	190				395	66	0,84
4,8	1,1E-5		37	2,17	67	195				401	66	0,87
5	1,4E-6		37	2,19	71	223				435	70	0,89
5,2	1,9E-5		36	2,15	63	183				385	63	0,92
5,4	3,8E-7		37	2,16	65	195				401	65	0,94
5,6	5,7E-7		38	2,19	72	243				458	72	0,96
5,8	3,4E-6		36	2,14	62	183				385	63	0,99
6	2,5E-5		37	2,17	68	223				435	69	1,01
6,2	4,5E-7		37	2,17	67	218				429	68	1,03
6,4	9E-5		38	2,18	70	243				458	71	1,06
6,6	0,00018		39	2,26	83	363				586	83	1,08
6,8	9E-6		39	2,25	81	345				568	82	1,1
7	6,3E-7		38	2,17	68	245				461	71	1,13
7,2	6,2E-6		37	2,14	61	198				404	65	1,15
7,4	0,00043		39	2,23	79	343				566	81	1,18
7,6	6E-5		39	2,22	76	323				545	79	1,2
7,8	1,5E-5		39	2,21	75	313				535	78	1,22
8	0,00039		39	2,23	79	353				576	82	1,25
8,2	7,2E-5		39	2,21	75	323				545	79	1,27
8,4	5,3E-5		39	2,22	76	340				563	80	1,3

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
8,6	0,0003		39	2,22	76	345				568	81	1,32
8,8	1,8E-5		39	2,21	74	323				545	79	1,35
9	6,7E-5		39	2,23	78	368				591	83	1,37
9,2	0,0002		39	2,21	75	343				566	81	1,4
9,4	5,2E-6		39	2,19	72	320				543	78	1,42
9,6	0,0036		34	2,03	38	120				298	49	1,44
9,8	1,5E-8		36	2,08	50	173				372	59	1,46
10	3,1E-13	0,07		2,18			2,194	66	9,21	263		1,49

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Committente: FILEDIL

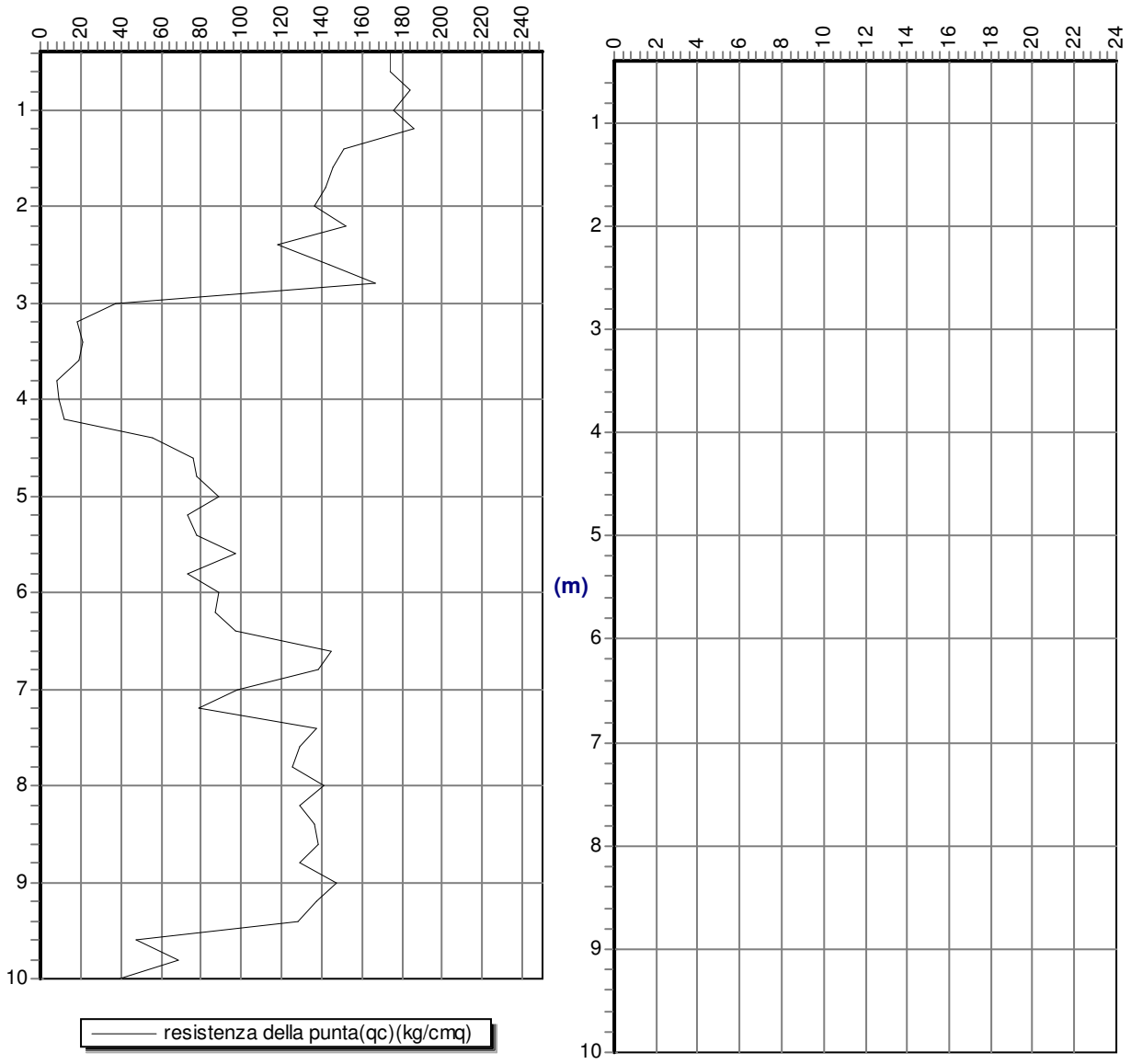
Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016 Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P9

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P8

Note:

Tabulato della prova

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
0,6	178	194	178	0,6		0,34
0,8	159	168	159	1,93		1,21
1	135	164	135	1,53		1,13
1,2	91	114	91	0,6		0,66
1,4	118	127	118	0,6		0,51
1,6	128	137	128	2,4		1,88
1,8	172	208	172	2,13		1,24
2	165	197	165	0,93		0,56
2,2	173	187	173	0,8		0,46
2,4	193	205	193	1		0,52
2,6	171	186	171	0,33		0,19
2,8	158	163	158	1,67		1,06
3	135	160	135	1,13		0,84
3,2	33	50	33	0,33		1
3,4	24	29	24	1,67		6,96
3,6	23	48	23	0,53		2,3
3,8	16	24	16	0,6		3,75
4	9	18	9	0,67		7,44
4,2	8	18	8	0,47		5,87
4,4	9	16	9	0,2		2,22
4,6	21	24	21	0,33		1,57
4,8	29	34	29	0,93		3,21
5	58	72	58	0,73		1,26
5,2	74	85	74	2,2		2,97
5,4	70	103	70	1,73		2,47
5,6	80	106	80	1,2		1,5
5,8	73	91	73	1,53		2,1
6	86	109	86	1,2		1,4
6,2	73	91	73	1,27		1,74
6,4	88	107	88	2,07		2,35
6,6	75	106	75	2,2		2,93
6,8	96	129	96	1,93		2,01
7	64	93	64	1,73		2,7
7,2	89	115	89	2,07		2,33
7,4	73	104	73	1,07		1,47
7,6	56	72	56	1,2		2,14
7,8	118	136	118	1,13		0,96
8	121	138	121	2,47		2,04
8,2	139	176	139	0,87		0,63
8,4	128	141	128	1,73		1,35
8,6	126	152	126	0,87		0,69
8,8	155	168	155	1,67		1,08
9	83	108	83	2,2		2,65
9,2	136	169	136	1,27		0,93
9,4	88	107	88	1,6		1,82
9,6	79	103	79	0,67		0,85

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
9,8	69	79	69	1,8		2,61
10	78	105	78	1,8		2,31

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P8

Note:

Parametri geotecnici

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
0,6	0,0028		40	2,16	85	445				664	75	0,09
0,8	9,8E-5		40	2,16	85	398				620	75	0,14
1	0,00013		39	2,16	85	338				561	74	0,18
1,2	0,00082		37	2,16	85	228				441	73	0,22
1,4	0,0014		38	2,16	85	295				517	75	0,27
1,6	7,7E-6		39	2,16	85	320				543	75	0,31
1,8	8,9E-5		40	2,16	85	430				650	77	0,35
2	0,0012		40	2,16	85	413				634	78	0,4
2,2	0,0017		40	2,16	85	433				653	79	0,44
2,4	0,0014		41	2,16	85	483				698	80	0,48
2,6	0,0048		40	2,16	85	428				648	79	0,53
2,8	0,00018		40	2,16	85	395				617	80	0,57
3	0,00041		39	2,16	85	338				561	79	0,61
3,2	0,00022		33	1,87	44	83				237	44	0,65
3,4	1,5E-14	0,06		2,07			1,363	41	1	195		0,69
3,6	1,6E-6		31	1,79	29	58				190	32	0,73

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
3,8	6,1E-9	0,07		1,94			0,769	56	0,74	152		0,77
4	3,6E-15	0,09		1,84			0,48	32	0,59	107		0,79
4,2	1,8E-12	0,09		1,81			0,421	28	0,27	100		0,81
4,4	2,1E-6		27	1,94	15	23				107	22	0,82
4,6	2,5E-5		31	1,97	22	53				180	28	0,84
4,8	4,8E-8		32	2,01	33	73				219	37	0,86
5	8,3E-5		35	2,11	56	145				335	57	0,88
5,2	1,1E-7		36	2,15	64	185				388	64	0,91
5,4	7,9E-7		36	2,14	62	175				375	62	0,93
5,6	3,3E-5		37	2,16	66	200				407	66	0,95
5,8	3,4E-6		36	2,14	62	183				385	63	0,98
6	4,9E-5		37	2,17	67	215				426	68	1
6,2	1,3E-5		36	2,14	61	183				385	63	1,02
6,4	1,2E-6		37	2,17	67	220				432	68	1,05
6,6	1,3E-7		36	2,14	61	188				392	63	1,07
6,8	4,6E-6		37	2,18	69	240				455	71	1,09
7	3,2E-7		36	2,1	54	160				355	58	1,11
7,2	1,4E-6		37	2,16	65	223				435	68	1,14
7,4	3,8E-5		36	2,12	58	183				385	62	1,16
7,6	2,8E-6		35	2,07	48	140				328	54	1,18
7,8	0,00026		38	2,2	73	295				517	76	1,2
8	4,1E-6		39	2,21	74	303				524	77	1,23
8,2	0,00093		39	2,23	78	348				571	81	1,25
8,4	5,8E-5		39	2,21	75	320				543	79	1,28

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
8,6	0,00072		39	2,21	74	315				538	78	1,3
8,8	0,00017		40	2,24	80	388				610	84	1,33
9	3,9E-7		37	2,12	58	208				417	65	1,35
9,2	0,00029		39	2,21	75	340				563	80	1,37
9,4	9,7E-6		37	2,13	60	220				432	67	1,4
9,6	0,0004		37	2,11	56	198				404	64	1,42
9,8	4,6E-7		36	2,08	50	173				372	59	1,44
10	1,5E-6		37	2,1	54	195				401	63	1,46

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Committente: FILEDIL

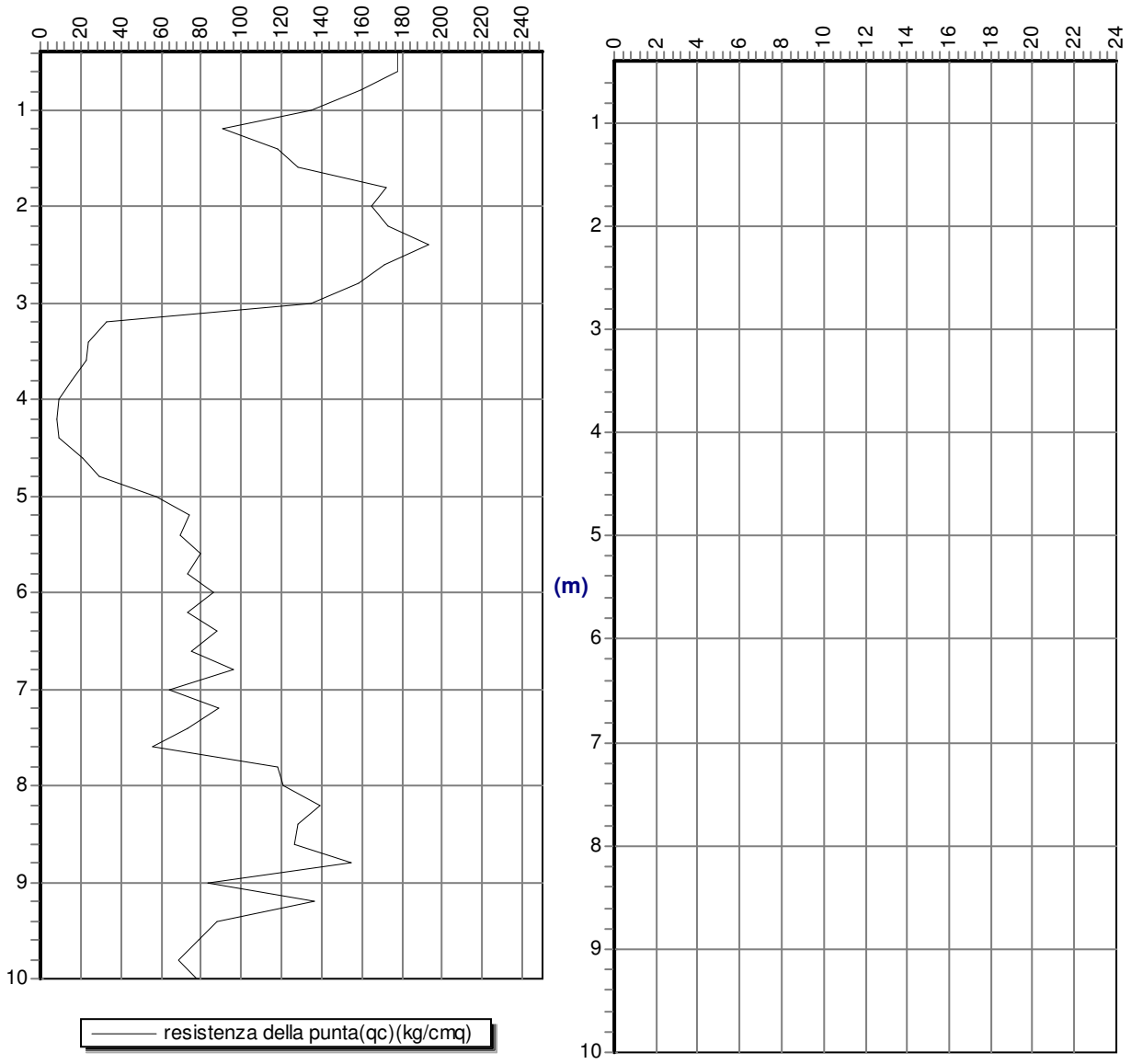
Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016 Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P8

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P7

Note:

Tabulato della prova

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
0,6	168	213	168	3,2		1,9
0,8	167	215	167	0,93		0,56
1	150	164	150	0,53		0,35
1,2	137	145	137	1,2		0,88
1,4	120	138	120	1,53		1,27
1,6	183	206	183	2,6		1,42
1,8	139	178	139	1,4		1,01
2	75	96	75	1,27		1,69
2,2	124	143	124	3,33		2,69
2,4	178	228	178	1		0,56
2,6	191	206	191	2,53		1,32
2,8	268	306	268	2,6		0,97
3	350	389	350	0,6		0,17
3,2	195	204	195	0,2		0,1
3,4	17	20	17	0,87		5,12
3,6	9	22	9	0,27		3
3,8	9	13	9	0,33		3,67
4	9	14	9	0,33		3,67
4,2	9	14	9	0,33		3,67
4,4	12	17	12	0,53		4,42
4,6	14	22	14	0,27		1,93
4,8	19	23	19	0,93		4,89
5	29	43	29	0,8		2,76
5,2	38	50	38	0,8		2,11
5,4	49	61	49	1,47		3
5,6	57	79	57	2		3,51
5,8	63	93	63	2,87		4,56
6	58	101	58	2,2		3,79
6,2	67	100	67	1,6		2,39
6,4	64	88	64	1,47		2,3
6,6	71	93	71	1,07		1,51
6,8	87	103	87	2,07		2,38
7	122	153	122	1		0,82
7,2	116	131	116	1,73		1,49
7,4	137	163	137	2,33		1,7
7,6	96	131	96	1,47		1,53
7,8	145	167	145	1,53		1,06
8	138	161	138	2,67		1,93
8,2	142	182	142	1,27		0,89
8,4	128	147	128	1,67		1,3
8,6	125	150	125	2,6		2,08
8,8	140	179	140	2,07		1,48
9	146	177	146	2,2		1,51
9,2	140	173	140	1,2		0,86
9,4	128	146	128	2,07		1,62
9,6	137	168	137	2,33		1,7

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
9,8	131	166	131	2		1,53
10	26	56	26	0,73		2,81
10,2	69	80	69	2,13		3,09
10,4	38	70	38	2		5,26
10,6	78	108	78	2,93		3,76
10,8	36	80	36	2,33		6,47
11	39	74	39	0,87		2,23
11,2	75	88	75	2,33		3,11
11,4	41	76	41	0,73		1,78
11,6	68	79	68	0,93		1,37
11,8	77	91	77	2,2		2,86
12	43	76	43	2,2		5,12

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P7

Note:

Parametri geotecnici

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
0,6	6,8E-6		40	2,16	85	420				641	74	0,09
0,8	0,0012		40	2,16	85	418				639	75	0,14
1	0,0026		39	2,16	85	375				598	75	0,18
1,2	0,00036		39	2,16	85	343				566	75	0,22
1,4	7,8E-5		38	2,16	85	300				522	75	0,27
1,6	4,4E-5		40	2,16	85	458				675	77	0,31
1,8	0,00022		39	2,16	85	348				571	76	0,35
2	1,6E-5		36	2,16	85	188				392	75	0,4
2,2	3,2E-7		39	2,16	85	310				532	77	0,44
2,4	0,0012		40	2,16	85	445				664	79	0,48
2,6	6,4E-5		41	2,16	85	478				693	80	0,53
2,8	0,00025		42	2,16	85	670				853	83	0,57
3	0,0052		43	2,16	85	875				1004	87	0,61
3,2	0,0068		41	2,16	85	488				702	82	0,66
3,4	3E-11	0,07		1,99			0,954	60	0,63	158		0,7
3,6	1,1E-7	0,09		1,8			0,417	32	0,27	107		0,73

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
3,8	8,6E-9	0,09		1,8			0,416	32	0,34	107		0,77
4	8,6E-9	0,09		1,8			0,414	32	0,49	107		0,79
4,2	8,6E-9	0,09		1,8			0,414	32	0,26	107		0,81
4,4	4,8E-10	0,08		1,9			0,653	42	0,75	128		0,82
4,6	6,5E-6		29	1,94	15	35				140	22	0,84
4,8	7E-11	0,07		2,01			1,061	67	7,33	169		0,86
5	2,7E-7		32	2	32	73				219	37	0,88
5,2	3,3E-6		33	2,04	41	95				258	44	0,9
5,4	1E-7		34	2,08	49	123				302	51	0,92
5,6	1,4E-8		35	2,1	54	143				331	56	0,95
5,8	1,9E-10	0,05		2,26			3,133	107	24,51	352		0,97
6	4,4E-9	0,05		2,24			2,879	99	21,36	335		0,99
6,2	1,1E-6		36	2,12	58	168				366	60	1,02
6,4	1,6E-6		36	2,11	56	160				355	59	1,04
6,6	3,2E-5		36	2,13	59	178				379	62	1,06
6,8	1,1E-6		37	2,16	65	218				429	67	1,09
7	0,00044		39	2,22	76	305				527	77	1,11
7,2	3,4E-5		38	2,21	74	290				511	76	1,13
7,4	1,5E-5		39	2,23	79	343				566	81	1,16
7,6	2,9E-5		37	2,17	67	240				455	70	1,18
7,8	0,00018		39	2,24	80	363				586	83	1,21
8	6,1E-6		39	2,23	78	345				568	81	1,23
8,2	0,00033		39	2,23	79	355				578	82	1,26
8,4	7E-5		39	2,21	75	320				543	79	1,28

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
8,6	3,5E-6		39	2,2	73	313				535	77	1,3
8,8	3,6E-5		39	2,22	77	350				573	81	1,33
9	3,2E-5		39	2,23	78	365				588	83	1,35
9,2	0,00038		39	2,22	76	350				573	81	1,38
9,4	2,1E-5		39	2,19	72	320				543	78	1,4
9,6	1,5E-5		39	2,21	74	343				566	80	1,43
9,8	3E-5		39	2,19	72	328				551	79	1,45
10	2,2E-7		32	1,95	16	65				205	31	1,47
10,2	7,1E-8		36	2,08	50	173				372	59	1,49
10,4	1,3E-11	0,07		2,14			1,843	65	7,24	258		1,51
10,6	4,7E-9		37	2,1	53	195				401	63	1,54
10,8	8,4E-14	0,07		2,16			2,014	61	7,79	250		1,56
11	2E-6		33	1,99	29	98				263	43	1,58
11,2	6,5E-8		36	2,09	51	188				392	62	1,6
11,4	1,1E-5		34	2	30	103				271	44	1,62
11,6	5,5E-5		36	2,07	47	170				369	59	1,64
11,8	1,7E-7		37	2,09	51	193				398	63	1,66
12	2,2E-11	0,07		2,16			2,087	73	7,38	279		1,69

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Committente: FILEDIL

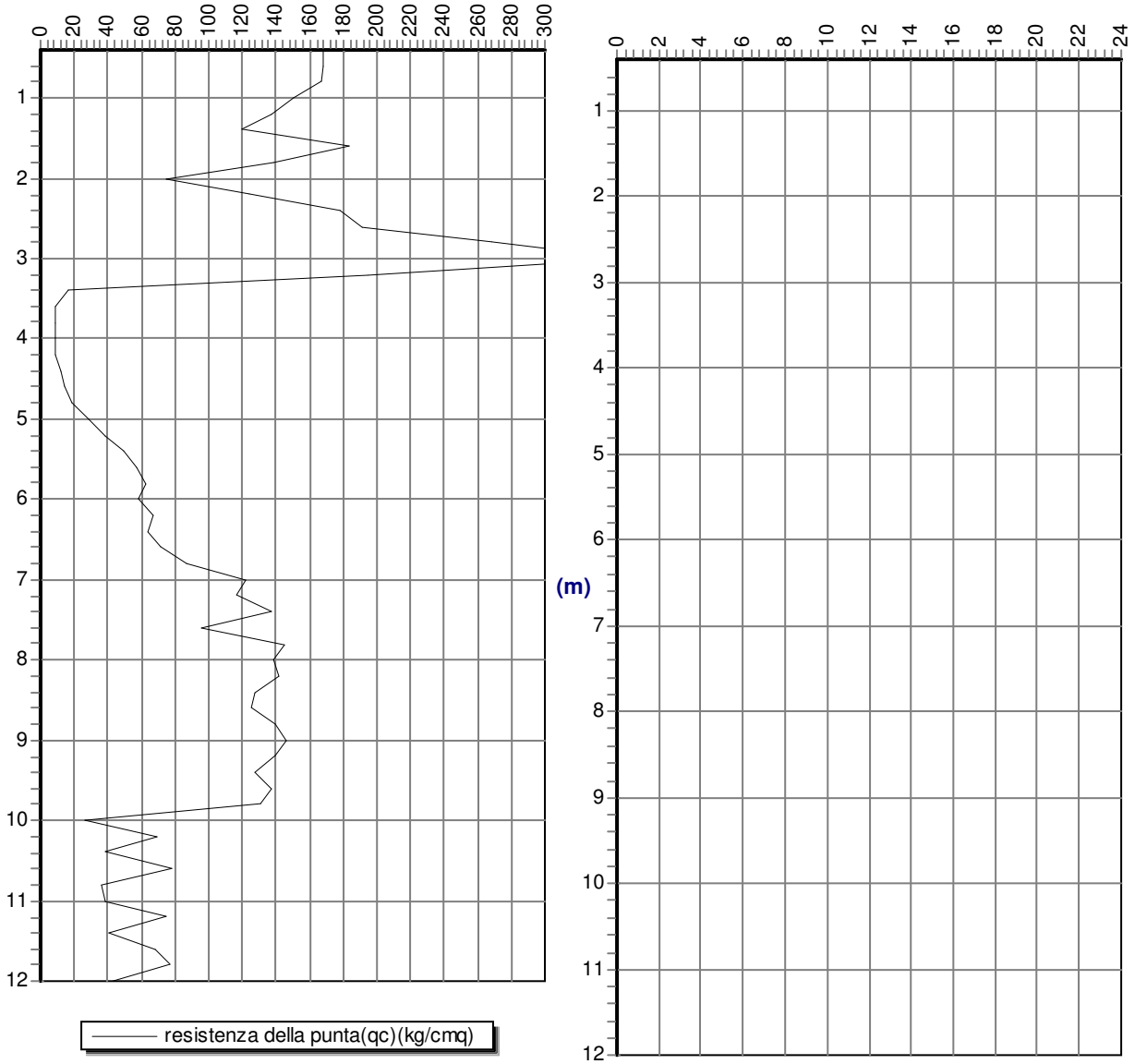
Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016 Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P7

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P6

Note:

Tabulato della prova

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
0,6	167	182	167	1,73		1,04
0,8	163	189	163	2,4		1,47
1	88	124	88	1,87		2,13
1,2	48	76	48	1,87		3,9
1,4	58	86	58	2,07		3,57
1,6	104	135	104	1,6		1,54
1,8	151	175	151	1		0,66
2	247	262	247	2,53		1,02
2,2	195	233	195	1,93		0,99
2,4	190	219	190	2,87		1,51
2,6	115	158	115	1,87		1,63
2,8	78	106	78	1,4		1,79
3	64	85	64	1,33		2,08
3,2	79	99	79	1,73		2,19
3,4	66	92	66	1		1,52
3,6	102	117	102	1,73		1,7
3,8	83	109	83	1,13		1,36
4	148	165	148	1,53		1,03
4,2	110	133	110	0,53		0,48
4,4	40	48	40	1,07		2,68
4,6	15	31	15	0,4		2,67
4,8	19	25	19	0,6		3,16
5	36	45	36	0,8		2,22
5,2	38	50	38	0,87		2,29
5,4	51	64	51	1,4		2,75
5,6	41	62	41	1,27		3,1
5,8	58	77	58	2,13		3,67
6	51	83	51	1,47		2,88
6,2	57	79	57	2,07		3,63
6,4	45	76	45	1,6		3,56
6,6	62	86	62	1,13		1,82
6,8	97	114	97	1,33		1,37
7	96	116	96	1,8		1,87
7,2	80	107	80	1,67		2,09
7,4	92	117	92	1,87		2,03
7,6	68	96	68	1,6		2,35
7,8	78	102	78	1,53		1,96
8	83	106	83	1,53		1,84
8,2	79	102	79	2,4		3,04
8,4	67	103	67	1,73		2,58
8,6	81	107	81	1,4		1,73
8,8	97	118	97	1,67		1,72
9	93	118	93	1,67		1,8
9,2	68	93	68	1,53		2,25
9,4	98	121	98	1,73		1,77
9,6	97	123	97	1,87		1,93

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
9,8	103	131	103	2,27		2,2
10	118	152	118	2,27		1,92

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P6

Note:

Parametri geotecnici

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
0,6	0,00019		40	2,16	85	418				639	74	0,09
0,8	3,6E-5		40	2,16	85	408				629	75	0,14
1	3E-6		37	2,16	85	220				432	73	0,18
1,2	3E-9	0,02		2,2			2,413	82	2,16	298		0,22
1,4	1,1E-8		35	2,16	85	145				335	73	0,27
1,6	2,8E-5		38	2,16	85	260				478	75	0,31
1,8	0,00081		40	2,16	85	378				600	77	0,35
2	0,0002		42	2,16	85	618				811	81	0,4
2,2	0,00023		41	2,16	85	488				702	79	0,44
2,4	3,1E-5		41	2,16	85	475				691	80	0,48
2,6	2E-5		38	2,16	85	288				508	78	0,53
2,8	1,1E-5		37	2,09	77	195				401	70	0,57
3	3,6E-6		36	2,03	69	160				355	64	0,61
3,2	2,3E-6		37	2,07	74	198				404	69	0,65
3,4	3,1E-5		36	2,02	67	165				362	64	0,69
3,6	1,6E-5		38	2,12	80	255				473	76	0,73

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
3,8	5,6E-5		37	2,16	72	208				417	69	0,78
4	0,0002		39	2,27	85	370				593	82	0,81
4,2	0,0016		38	2,24	80	275				495	77	0,83
4,4	3,7E-7		34	2,05	44	100				267	46	0,85
4,6	3,9E-7		29	1,94	15	38				146	23	0,87
4,8	5,9E-8		30	1,95	18	48				169	25	0,89
5	2,1E-6		33	2,03	39	90				250	43	0,91
5,2	1,6E-6		33	2,04	40	95				258	44	0,93
5,4	2,8E-7		35	2,08	50	128				309	53	0,95
5,6	7,2E-8		34	2,05	42	103				271	46	0,98
5,8	7,1E-9		35	2,1	53	145				335	56	1
6	1,6E-7		35	2,07	48	128				309	52	1,02
6,2	8,4E-9		35	2,09	52	143				331	55	1,04
6,4	1,2E-8		34	2,05	43	113				287	48	1,06
6,6	9,7E-6		36	2,1	54	155				349	58	1,08
6,8	5,4E-5		38	2,18	69	243				458	71	1,11
7	7,8E-6		37	2,17	68	240				455	70	1,13
7,2	3,5E-6		37	2,14	61	200				407	65	1,15
7,4	4,3E-6		37	2,16	65	230				444	69	1,18
7,6	1,2E-6		36	2,1	54	170				369	59	1,2
7,8	5,6E-6		37	2,13	59	195				401	64	1,22
8	8,9E-6		37	2,13	60	208				417	65	1,24
8,2	8,4E-8		37	2,12	58	198				404	64	1,27
8,4	5,1E-7		36	2,09	52	168				366	59	1,29

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
8,6	1,4E-5		37	2,12	58	203				410	64	1,31
8,8	1,4E-5		38	2,15	64	243				458	70	1,33
9	1,1E-5		37	2,14	62	233				447	68	1,36
9,2	1,9E-6		36	2,09	51	170				369	59	1,38
9,4	1,2E-5		38	2,15	63	245				461	70	1,4
9,6	6,4E-6		38	2,14	62	243				458	69	1,42
9,8	2,2E-6		38	2,15	64	258				475	71	1,45
10	6,4E-6		38	2,17	68	295				517	75	1,47

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Committente: FILEDIL

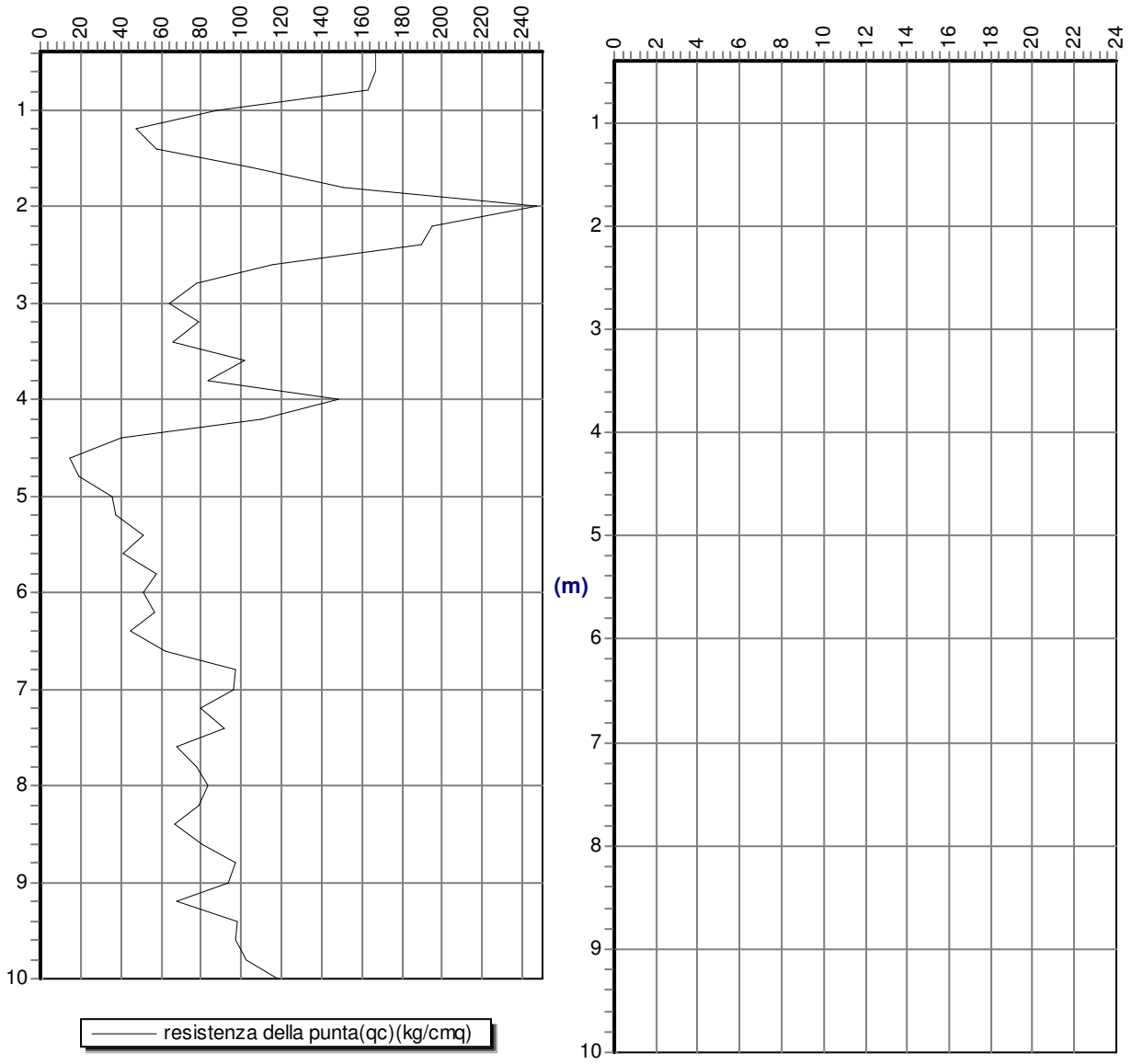
Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016 Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P6

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P5

Note:

Tabulato della prova

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
0,6	112	127	112	2,4		2,14
0,8	110	146	110	1,6		1,45
1	95	119	95	1,33		1,4
1,2	69	89	69	2,8		4,06
1,4	76	118	76	1,4		1,84
1,6	85	106	85	1,53		1,8
1,8	136	159	136	2,47		1,82
2	207	244	207	1,33		0,64
2,2	216	236	216	0,47		0,22
2,4	134	141	134	1,6		1,19
2,6	80	104	80	1,27		1,59
2,8	79	98	79	0,8		1,01
3	67	79	67	0,87		1,3
3,2	52	65	52	1		1,92
3,4	99	114	99	1,27		1,28
3,6	68	87	68	0,33		0,49
3,8	99	104	99	1		1,01
4	151	166	151	2		1,32
4,2	135	165	135	0,6		0,44
4,4	88	97	88	0,93		1,06
4,6	12	26	12	0,47		3,92
4,8	26	33	26	0,6		2,31
5	27	36	27	0,53		1,96
5,2	39	47	39	1		2,56
5,4	46	61	46	0,93		2,02
5,6	63	77	63	1,2		1,9
5,8	38	56	38	0,4		1,05
6	59	65	59	2,27		3,85
6,2	52	86	52	1,67		3,21
6,4	68	93	68	1,53		2,25
6,6	61	84	61	1,47		2,41
6,8	63	85	63	1,87		2,97
7	53	81	53	3,07		5,79
7,2	60	106	60	1,8		3
7,4	101	128	101	1,4		1,39
7,6	93	114	93	1,93		2,08
7,8	86	115	86	1,07		1,24
8	92	108	92	1,6		1,74
8,2	94	118	94	0,8		0,85
8,4	67	79	67	0,53		0,79
8,6	58	66	58	0,6		1,03
8,8	87	96	87	1,13		1,3
9	93	110	93	1,73		1,86
9,2	102	128	102	1,07		1,05
9,4	113	129	113	1,2		1,06
9,6	69	87	69	1,67		2,42

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
9,8	103	128	103	0,87		0,84
10	116	129	116	0,87		0,75

Committente: FILEDIL — Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI — Data: GIUGNO 2016 — Quota(m): p.c. — Sigla: \P5

Note:

Parametri geotecnici

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
0,6	2,7E-6		38	2,16	85	280				500	72	0,09
0,8	3,9E-5		38	2,16	85	275				495	73	0,14
1	4,8E-5		37	2,16	85	238				452	73	0,18
1,2	1,4E-9	0,01		2,28			3,474	117	3,39	372		0,22
1,4	8,9E-6		36	2,16	85	190				395	73	0,27
1,6	1E-5		37	2,16	85	213				423	74	0,31
1,8	9,7E-6		39	2,16	85	340				563	76	0,36
2	0,00087		41	2,16	85	518				728	79	0,4
2,2	0,0044		41	2,16	85	540				747	80	0,44
2,4	0,00011		39	2,16	85	335				558	78	0,48
2,6	2,4E-5		37	2,12	80	200				407	72	0,53
2,8	0,00021		37	2,1	78	198				404	71	0,57
3	7,2E-5		36	2,04	70	168				366	65	0,61
3,2	6,6E-6		35	1,97	60	130				313	57	0,65
3,4	7,6E-5		38	2,12	81	248				464	76	0,69
3,6	0,0016		36	2,01	66	170				369	63	0,73

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
3,8	0,00021		38	2,2	78	248				464	74	0,78
4	6,4E-5		40	2,27	85	378				600	82	0,81
4,2	0,0018		39	2,27	85	338				561	82	0,83
4,4	0,00018		37	2,19	71	220				432	69	0,86
4,6	3,3E-9	0,08		1,87			0,562	42	1,38	128		0,88
4,8	1,5E-6		32	1,99	28	65				205	34	0,89
5	5,7E-6		32	1,99	29	68				210	35	0,91
5,2	5,7E-7		33	2,04	41	98				263	45	0,93
5,4	4,5E-6		34	2,06	46	115				290	49	0,96
5,6	7E-6		36	2,12	57	158				352	59	0,98
5,8	0,00018		33	2,03	39	95				258	44	1
6	3,5E-9	0,05		2,24			2,928	100	21,09	338		1,02
6,2	4,5E-8		35	2,07	48	130				313	52	1,04
6,4	1,9E-6		36	2,12	57	170				369	60	1,07
6,6	1E-6		35	2,1	53	153				345	57	1,09
6,8	1,1E-7		36	2,1	54	158				352	58	1,11
7	1,1E-12	0,05		2,22			2,62	90	16,11	317		1,13
7,2	1E-7		35	2,09	51	150				342	56	1,16
7,4	5,1E-5		38	2,17	68	253				470	71	1,18
7,6	3,6E-6		37	2,16	65	233				447	69	1,2
7,8	8,8E-5		37	2,14	62	215				426	67	1,23
8	1,3E-5		37	2,15	64	230				444	69	1,25
8,2	0,00039		37	2,15	64	235				450	69	1,27
8,4	0,00049		36	2,09	52	168				366	59	1,29

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
8,6	0,0002		35	2,07	47	145				335	55	1,32
8,8	7,1E-5		37	2,13	60	218				429	66	1,34
9	8,3E-6		37	2,14	62	233				447	68	1,36
9,2	0,00019		38	2,16	65	255				473	71	1,38
9,4	0,00018		38	2,17	68	283				503	74	1,41
9,6	9,6E-7		36	2,09	51	173				372	60	1,43
9,8	0,0004		38	2,15	64	258				475	71	1,45
10	0,00058		38	2,17	68	290				511	75	1,48

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Committente: FILEDIL

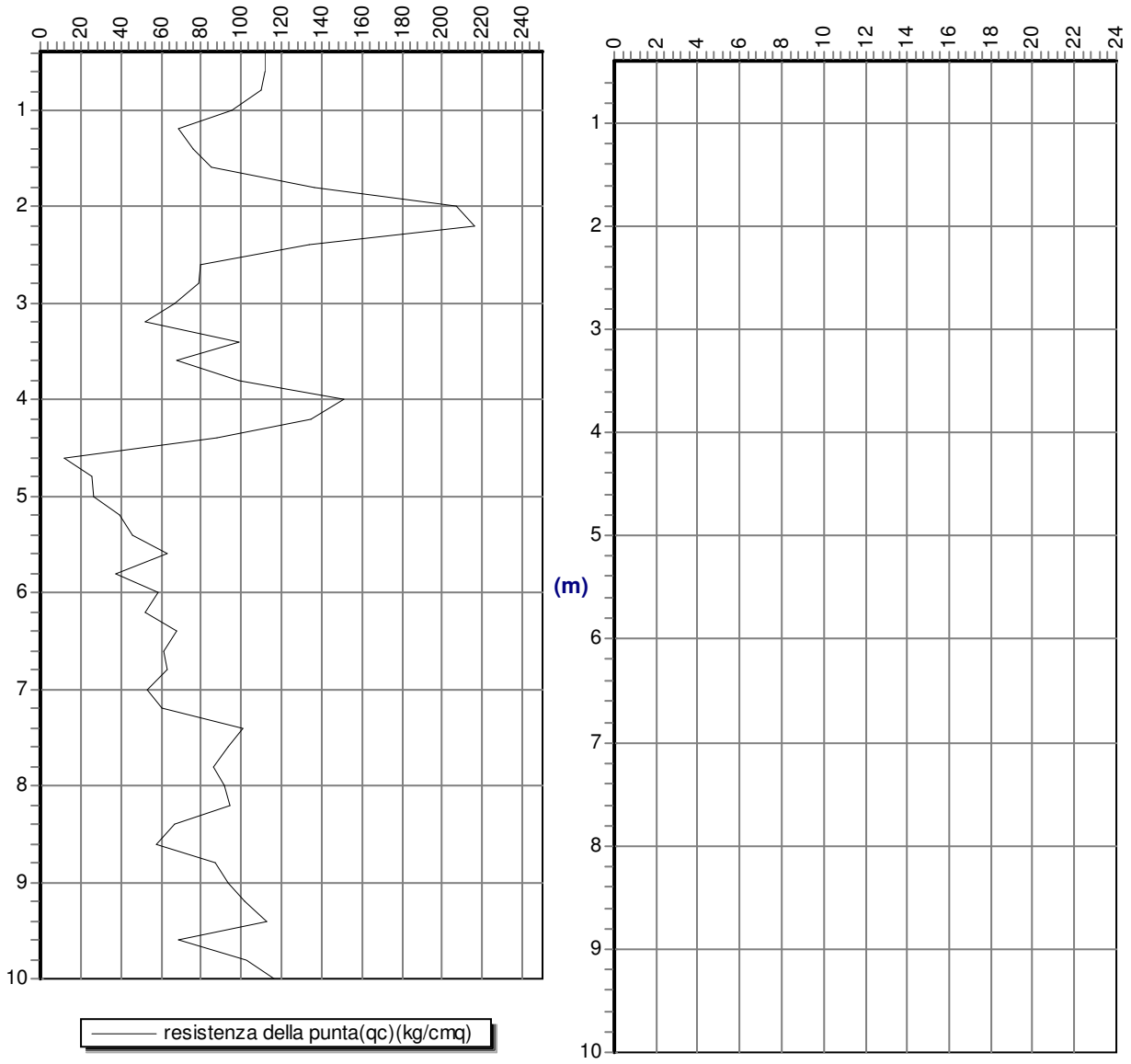
Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016 Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P5

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P4

Note:

Tabulato della prova

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
0,6	82	94	82	1,67		2,04
0,8	129	154	129	0,93		0,72
1	102	116	102	2,67		2,62
1,2	92	132	92	2,6		2,83
1,4	104	143	104	1,67		1,61
1,6	139	164	139	2,8		2,01
1,8	111	153	111	0,6		0,54
2	216	225	216	2,6		1,2
2,2	220	259	220	1,33		0,6
2,4	174	194	174	3,33		1,91
2,6	81	131	81	1,87		2,31
2,8	78	106	78	1,13		1,45
3	98	115	98	1,07		1,09
3,2	90	106	90	1		1,11
3,4	89	104	89	1,47		1,65
3,6	104	126	104	1,2		1,15
3,8	88	106	88	1,33		1,51
4	82	102	82	1,8		2,2
4,2	125	152	125	0,73		0,58
4,4	70	81	70	0,2		0,29
4,6	19	22	19	0,6		3,16
4,8	22	31	22	0,6		2,73
5	28	37	28	0,8		2,86
5,2	26	38	26	1,87		7,19
5,4	28	56	28	1,47		5,25
5,6	56	78	56	1,47		2,63
5,8	50	72	50	2,2		4,4
6	39	72	39	1,93		4,95
6,2	41	70	41	1,53		3,73
6,4	51	74	51	1,6		3,14
6,6	41	65	41	1,47		3,59
6,8	73	95	73	1,2		1,64
7	71	89	71	1,73		2,44
7,2	74	100	74	1,4		1,89
7,4	95	116	95	1,87		1,97
7,6	74	102	74	1,33		1,8
7,8	84	104	84	1,73		2,06
8	72	98	72	1,07		1,49
8,2	87	103	87	1,4		1,61
8,4	92	113	92	1,67		1,82
8,6	89	114	89	1,53		1,72
8,8	102	125	102	1,67		1,64
9	122	147	122	2,07		1,7
9,2	83	114	83	2,07		2,49
9,4	108	139	108	2,2		2,04
9,6	103	136	103	2		1,94

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
9,8	102	132	102	1,73		1,7
10	98	124	98	8,8		8,98
10,2	25	157	25	1		4
10,4	51	66	51	1,67		3,27
10,6	88	113	88	2		2,27
10,8	82	112	82	2,8		3,41
11	47	89	47	0,93		1,98
11,2	54	68	54	2,13		3,94
11,4	80	112	80	1		1,25
11,6	53	68	53	2,87		5,42
11,8	54	97	54	2,13		3,94
12	82	114	82	2,13		2,6

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P4

Note:

Parametri geotecnici

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
0,6	4,2E-6		37	2,16	85	205				414	71	0,09
0,8	0,00065		39	2,16	85	323				545	74	0,14
1	4,3E-7		38	2,16	85	255				473	73	0,18
1,2	1,9E-7		37	2,16	85	230				444	73	0,22
1,4	2,2E-5		38	2,16	85	260				478	74	0,27
1,6	4,5E-6		39	2,16	85	348				571	76	0,31
1,8	0,0013		38	2,16	85	278				498	75	0,35
2	0,0001		41	2,16	85	540				747	80	0,4
2,2	0,001		41	2,16	85	550				756	80	0,44
2,4	6,5E-6		40	2,16	85	435				655	79	0,48
2,6	1,5E-6		37	2,12	80	203				410	72	0,53
2,8	4E-5		37	2,09	77	195				401	70	0,57
3	0,00016		38	2,14	83	245				461	76	0,61
3,2	0,00015		37	2,11	79	225				438	73	0,65
3,4	1,8E-5		37	2,09	77	223				435	72	0,69
3,6	0,00012		38	2,12	81	260				478	76	0,74

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
3,8	3,2E-5		37	2,17	74	220				432	71	0,78
4	2,3E-6		37	2,18	70	205				414	68	0,81
4,2	0,0011		39	2,27	84	313				535	81	0,83
4,4	0,0034		36	2,15	64	175				375	63	0,86
4,6	5,9E-8		30	1,95	18	48				169	25	0,88
4,8	3,1E-7		31	1,97	23	55				185	30	0,9
5	1,9E-7		32	2	30	70				214	35	0,92
5,2	5,2E-15	0,06		2,09			1,466	44	9,89	205		0,94
5,4	1,5E-11	0,06		2,1			1,581	48	10,56	214		0,96
5,6	4,4E-7		35	2,1	53	140				328	55	0,98
5,8	4E-10	0,05		2,2			2,475	85	17,47	306		1
6	4,6E-11	0,06		2,15			1,918	66	12,34	263		1,03
6,2	6E-9	0,06		2,16			2,018	70	12,79	271		1,05
6,4	6E-8		35	2,07	47	128				309	52	1,07
6,6	1,1E-8	0,06		2,16			2,015	70	12,12	271		1,1
6,8	1,9E-5		36	2,13	59	183				385	62	1,12
7	9E-7		36	2,12	57	178				379	61	1,14
7,2	7,4E-6		36	2,12	58	185				388	62	1,16
7,4	5,4E-6		37	2,16	66	238				452	70	1,19
7,6	1,1E-5		36	2,12	57	185				388	62	1,21
7,8	3,8E-6		37	2,14	61	210				420	66	1,23
8	3,5E-5		36	2,11	55	180				382	61	1,25
8,2	2,2E-5		37	2,14	61	218				429	66	1,28
8,4	9,8E-6		37	2,15	63	230				444	68	1,3

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
8,6	1,4E-5		37	2,14	61	223				435	67	1,32
8,8	1,9E-5		38	2,16	66	255				473	72	1,35
9	1,5E-5		39	2,19	71	305				527	77	1,37
9,2	7,1E-7		37	2,12	58	208				417	65	1,39
9,4	4,1E-6		38	2,16	66	270				489	73	1,41
9,6	6E-6		38	2,15	64	258				475	71	1,44
9,8	1,6E-5		38	2,15	64	255				473	71	1,46
10	6E-21	0,04		2,39			5,644	167	29,99	461		1,49
10,2	2,2E-9	0,08		2,04			1,186	43	4,18	200		1,51
10,4	3,5E-8		35	2,03	39	128				309	51	1,53
10,6	1,7E-6		37	2,12	57	220				432	66	1,55
10,8	1,9E-8		37	2,1	54	205				414	64	1,57
11	5,3E-6		34	2,02	35	118				294	48	1,6
11,2	2,4E-9	0,06		2,22			2,646	92	10,46	320		1,62
11,4	8,6E-5		37	2,09	52	200				407	63	1,64
11,6	5,6E-12	0,06		2,21			2,593	90	9,85	317		1,66
11,8	2,4E-9	0,06		2,22			2,642	92	9,9	320		1,69
12	4,8E-7		37	2,09	52	205				414	64	1,71

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Committente: FILEDIL

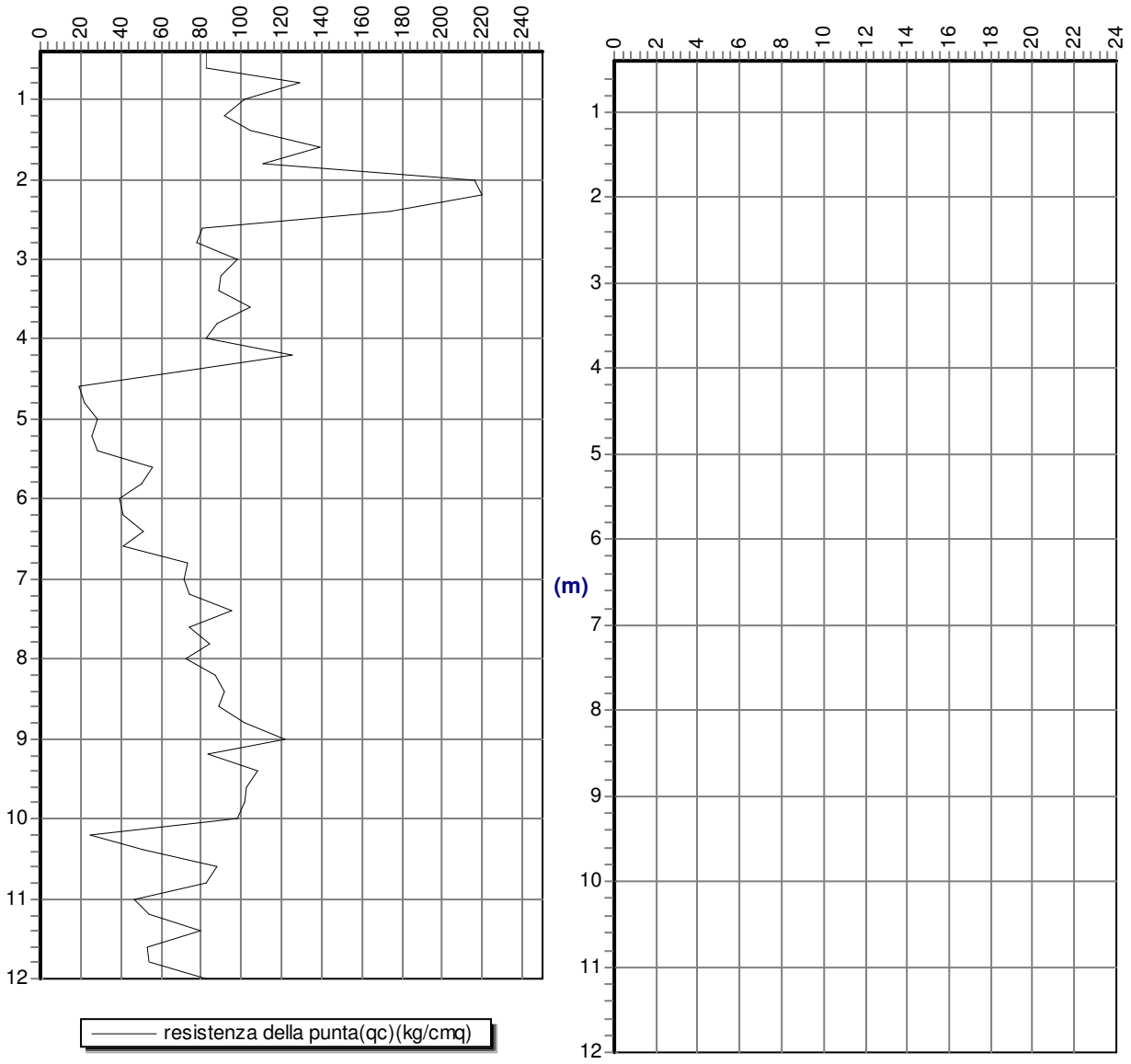
Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016 Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P4

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P3

Note:

Tabulato della prova

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
0,6	51	67	51	1,87		3,67
0,8	78	106	78	1,4		1,79
1	128	149	128	0,93		0,73
1,2	124	138	124	0,6		0,48
1,4	117	126	117	0,27		0,23
1,6	137	141	137	2,4		1,75
1,8	131	167	131	1		0,76
2	147	162	147	1,13		0,77
2,2	120	137	120	2,33		1,94
2,4	104	139	104	0,4		0,38
2,6	116	122	116	0,47		0,41
2,8	113	120	113	0,8		0,71
3	117	129	117	2,27		1,94
3,2	141	175	141	2		1,42
3,4	146	176	146	0,73		0,5
3,6	176	187	176	1,6		0,91
3,8	161	185	161	1,53		0,95
4	32	55	32	0,27		0,84
4,2	14	18	14	0,47		3,36
4,4	17	24	17	0,53		3,12
4,6	21	29	21	0,4		1,9
4,8	19	25	19	1,33		7
5	44	64	44	1,53		3,48
5,2	58	81	58	2		3,45
5,4	58	88	58	2,2		3,79
5,6	59	92	59	2,13		3,61
5,8	61	93	61	1,93		3,16
6	65	94	65	0,87		1,34
6,2	106	119	106	2,67		2,52
6,4	111	151	111	2,4		2,16
6,6	137	173	137	2,73		1,99
6,8	109	150	109	1,73		1,59
7	105	131	105	1,93		1,84
7,2	81	110	81	1,6		1,98
7,4	74	98	74	2,33		3,15
7,6	92	127	92	1,13		1,23
7,8	118	135	118	2,27		1,92
8	137	171	137	2,07		1,51
8,2	130	161	130	3,27		2,52
8,4	134	183	134	1,67		1,25
8,6	151	176	151	2,07		1,37
8,8	128	159	128	0,8		0,63
9	91	103	91	1,67		1,84
9,2	89	114	89	1,87		2,1
9,4	63	91	63	2,87		4,56
9,6	54	97	54	1,73		3,2

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
9,8	77	103	77	1,6		2,08
10	88	112	88	1,6		1,82

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P3

Note:

Parametri geotecnici

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
0,6	7,5E-9	0		2,21			2,571	87	6,02	309		0,09
0,8	1,1E-5		37	2,16	85	195				401	72	0,14
1	0,00063		39	2,16	85	320				543	74	0,18
1,2	0,0016		39	2,16	85	310				532	74	0,22
1,4	0,0042		38	2,16	85	293				514	75	0,27
1,6	1,2E-5		39	2,16	85	343				566	76	0,31
1,8	0,00055		39	2,16	85	328				551	76	0,35
2	0,00054		39	2,16	85	368				591	77	0,4
2,2	6E-6		38	2,16	85	300				522	77	0,44
2,4	0,0023		38	2,16	85	260				478	77	0,48
2,6	0,0021		38	2,16	85	290				511	78	0,53
2,8	0,00068		38	2,16	85	283				503	78	0,57
3	6E-6		38	2,16	85	293				514	79	0,61
3,2	4,5E-5		39	2,16	85	353				576	80	0,66
3,4	0,0015		39	2,16	85	365				588	81	0,7
3,6	0,00031		40	2,16	85	440				659	82	0,74

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
3,8	0,00027		40	2,24	85	403				624	82	0,79
4	0,00041		33	2,03	38	80				233	41	0,81
4,2	2,8E-8	0,08		1,91			0,665	49	0,46	140		0,83
4,4	6,9E-8		30	1,94	15	43				158	22	0,85
4,6	7,1E-6		31	1,97	22	53				180	28	0,87
4,8	1,5E-14	0,07		2,01			1,059	67	7,02	169		0,89
5	1,6E-8		34	2,06	46	110				283	49	0,91
5,2	1,7E-8		35	2,11	55	145				335	57	0,93
5,4	4,4E-9	0,05		2,24			2,881	99	22,43	335		0,96
5,6	9,1E-9		35	2,1	54	148				338	56	0,98
5,8	5,3E-8		35	2,11	55	153				345	57	1
6	6,1E-5		36	2,12	57	163				359	59	1,02
6,2	6,3E-7		38	2,2	73	265				484	74	1,05
6,4	2,5E-6		38	2,21	74	278				498	75	1,07
6,6	4,9E-6		39	2,25	81	343				566	82	1,1
6,8	2,4E-5		38	2,19	72	273				492	74	1,12
7	9E-6		38	2,18	70	263				481	73	1,14
7,2	5,3E-6		37	2,14	61	203				410	65	1,17
7,4	5,5E-8		36	2,12	57	185				388	62	1,19
7,6	9,3E-5		37	2,16	65	230				444	69	1,21
7,8	6,4E-6		38	2,2	73	295				517	76	1,24
8	3,1E-5		39	2,22	77	343				566	81	1,26
8,2	6,3E-7		39	2,21	75	325				548	79	1,29
8,4	8,7E-5		39	2,22	76	335				558	80	1,31

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
8,6	5,4E-5		40	2,23	79	378				600	83	1,33
8,8	0,00093		39	2,2	73	320				543	78	1,36
9	9,1E-6		37	2,14	61	228				441	68	1,38
9,2	3,3E-6		37	2,13	60	223				435	67	1,4
9,4	1,9E-10	0,06		2,25			3,11	107	14,96	352		1,43
9,6	4,6E-8		35	2,05	42	135				320	52	1,45
9,8	3,6E-6		37	2,1	54	193				398	63	1,47
10	9,7E-6		37	2,12	58	220				432	67	1,5

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Committente: FILEDIL

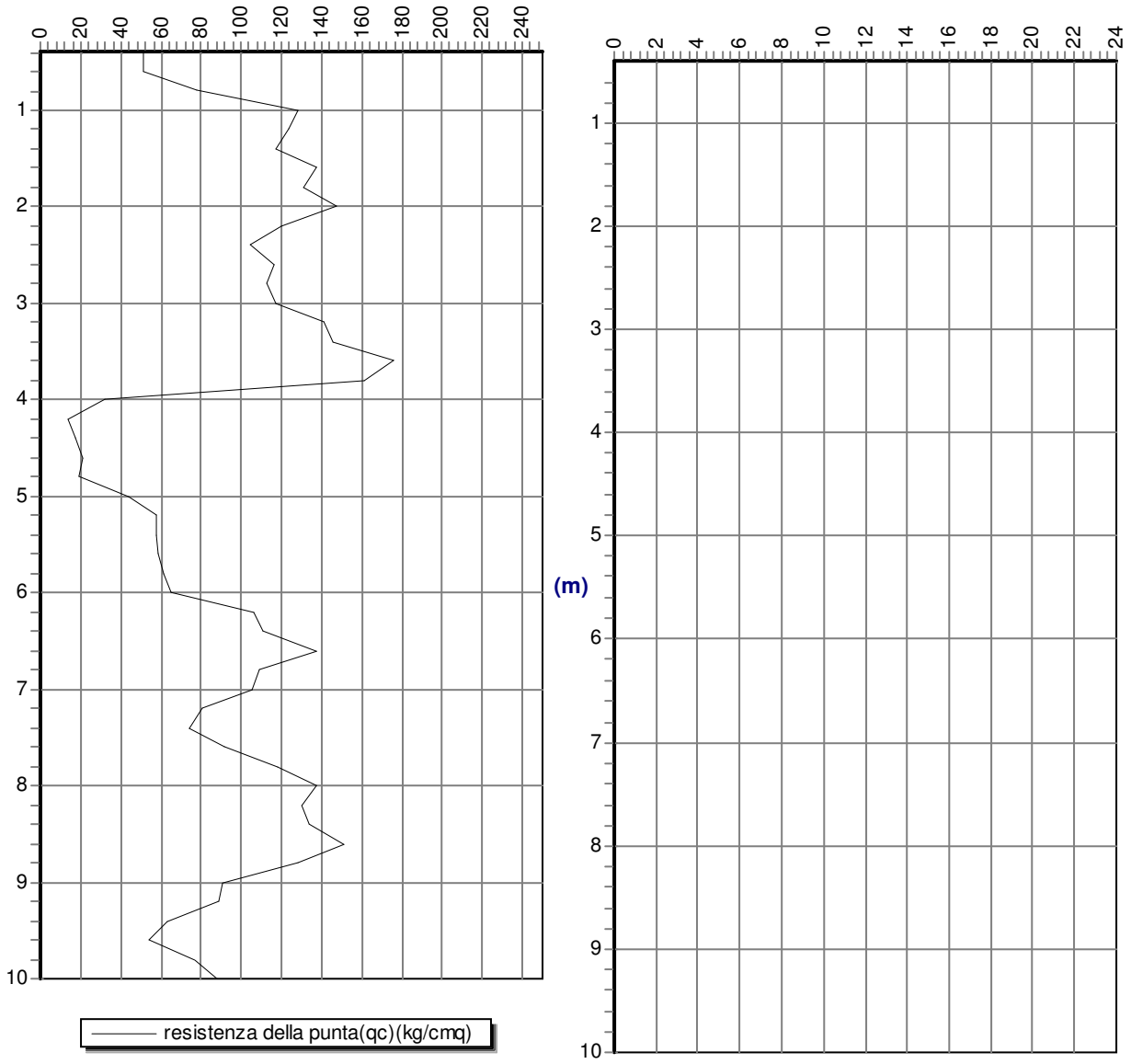
Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016 Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P3

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P2

Note:

Tabulato della prova

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
0,6	129	137	129	0,27		0,21
0,8	108	112	108	0,87		0,81
1	92	105	92	1		1,09
1,2	91	106	91	0,87		0,96
1,4	66	79	66	0,67		1,02
1,6	53	63	53	1,53		2,89
1,8	52	75	52	2,67		5,13
2	73	113	73	1,2		1,64
2,2	123	141	123	1,4		1,14
2,4	124	145	124	0,47		0,38
2,6	149	156	149	2,33		1,56
2,8	119	154	119	1,2		1,01
3	150	168	150	1,8		1,2
3,2	151	178	151	1,67		1,11
3,4	112	137	112	2,2		1,96
3,6	164	197	164	1,27		0,77
3,8	255	274	255	0,67		0,26
4	18	28	18	0,47		2,61
4,2	14	21	14	1,2		8,57
4,4	38	56	38	0,53		1,39
4,6	11	19	11	0,6		5,45
4,8	12	21	12	0,4		3,33
5	12	18	12	0,67		5,58
5,2	16	26	16	0,4		2,5
5,4	18	24	18	1,13		6,28
5,6	17	34	17	1,73		10,18
5,8	45	71	45	1,13		2,51
6	39	56	39	0,87		2,23
6,2	38	51	38	1,67		4,39
6,4	41	66	41	1		2,44
6,6	48	63	48	0,93		1,94
6,8	39	53	39	1,13		2,9
7	53	70	53	0,53		1
7,2	28	36	28	1,93		6,89
7,4	81	110	81	0,47		0,58
7,6	49	56	49	1,2		2,45
7,8	88	106	88	0,8		0,91
8	66	78	66	1		1,52
8,2	78	93	78	0,8		1,03
8,4	49	61	49	0,53		1,08
8,6	118	126	118	1,8		1,53
8,8	151	178	151	0,87		0,58
9	150	163	150	0,73		0,49
9,2	118	129	118	1,07		0,91
9,4	113	129	113	1,2		1,06
9,6	68	86	68	0,73		1,07

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
9,8	118	129	118	1,67		1,42
10	151	176	151	1,67		1,11

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P2

Note:

Parametri geotecnici

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
0,6	0,0045		39	2,16	85	323				545	73	0,09
0,8	0,00047		38	2,16	85	270				489	73	0,14
1	0,00016		37	2,16	85	230				444	73	0,18
1,2	0,00026		37	2,16	85	228				441	73	0,22
1,4	0,00021		36	2,16	85	165				362	73	0,27
1,6	1,6E-7		35	2,11	79	133				317	68	0,31
1,8	1,9E-11	0,03		2,21			2,609	88	1,73	313		0,35
2	1,9E-5		36	2,15	84	183				385	74	0,4
2,2	0,00013		39	2,16	85	308				530	77	0,44
2,4	0,0024		39	2,16	85	310				532	77	0,48
2,6	2,6E-5		39	2,16	85	373				596	79	0,53
2,8	0,00022		38	2,16	85	298				519	78	0,57
3	0,0001		39	2,16	85	375				598	80	0,61
3,2	0,00015		40	2,16	85	378				600	80	0,66
3,4	5,5E-6		38	2,16	85	280				500	79	0,7
3,6	0,00053		40	2,16	85	410				632	82	0,74

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
3,8	0,0037		42	2,24	85	638				827	85	0,79
4	4,8E-7		30	1,95	18	45				164	24	0,81
4,2	2,8E-17	0,08		1,94			0,77	49	0,55	140		0,83
4,4	5E-5		33	2,05	43	95				258	45	0,85
4,6	8,6E-12	0,08		1,88			0,592	39	1,48	121		0,87
4,8	3,1E-8	0,08		1,87			0,561	42	3,19	128		0,89
5	5,1E-12	0,08		1,9			0,649	42	3,73	128		0,91
5,2	7,4E-7		29	1,94	15	40				152	23	0,92
5,4	2,9E-13	0,07		2			0,997	63	6,06	164		0,94
5,6	2E-20	0,07		1,99			0,938	60	5,47	158		0,96
5,8	6,9E-7		34	2,06	45	113				287	49	0,98
6	2E-6		33	2,04	40	98				263	45	1
6,2	4,4E-10	0,06		2,14			1,867	65	11,94	258		1,03
6,4	9,1E-7		34	2,04	40	103				271	45	1,05
6,6	6,2E-6		34	2,06	45	120				298	50	1,07
6,8	1,6E-7		33	2,03	38	98				263	44	1,09
7	0,00022		35	2,07	48	133				317	53	1,11
7,2	1,7E-14	0,07		2,1			1,571	48	8,51	214		1,13
7,4	0,0011		37	2,14	61	203				410	65	1,16
7,6	8,7E-7		34	2,05	44	123				302	50	1,18
7,8	0,00032		37	2,15	63	220				432	67	1,2
8	3,1E-5		36	2,1	53	165				362	59	1,22
8,2	0,0002		37	2,12	58	195				401	63	1,24
8,4	0,00016		34	2,05	42	123				302	50	1,27

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
8,6	3E-5		38	2,19	72	295				517	76	1,29
8,8	0,0011		40	2,24	80	378				600	84	1,31
9	0,0016		39	2,23	79	375				598	83	1,34
9,2	0,00032		38	2,18	70	295				517	76	1,36
9,4	0,00018		38	2,17	68	283				503	74	1,38
9,6	0,00017		36	2,09	51	170				369	59	1,41
9,8	4,6E-5		38	2,18	69	295				517	76	1,43
10	0,00015		40	2,22	77	378				600	83	1,45

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Committente: FILEDIL

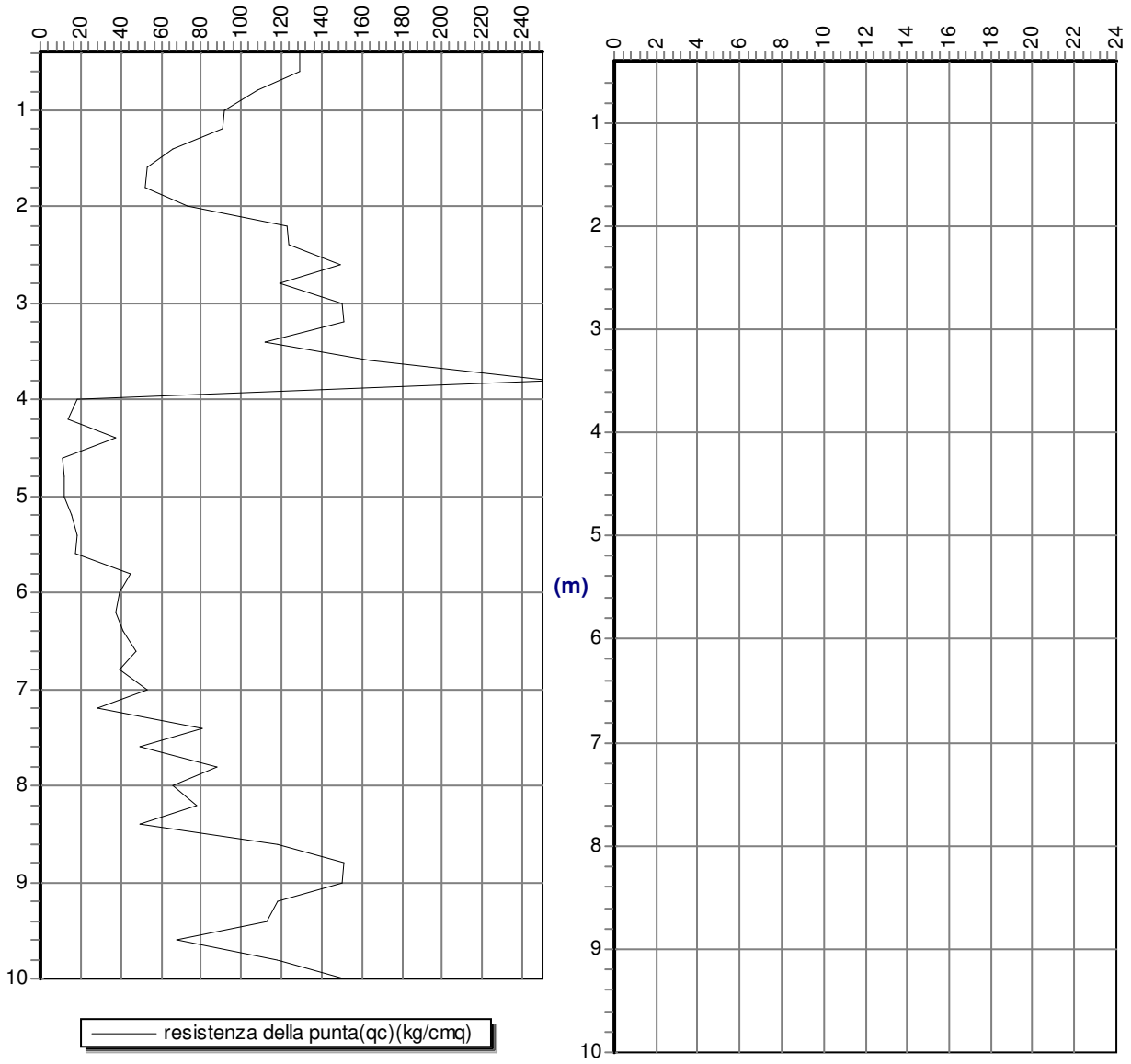
Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016 Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P2

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P1

Note:

Tabulato della prova

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
0,6	173	185	173	0,67		0,39
0,8	139	149	139	2,53		1,82
1	97	135	97	1,33		1,37
1,2	53	73	53	0,47		0,89
1,4	108	115	108	0,27		0,25
1,6	99	103	99	0,13		0,13
1,8	109	111	109	1,27		1,17
2	98	117	98	0,2		0,2
2,2	118	121	118	0,87		0,74
2,4	105	118	105	1,67		1,59
2,6	122	147	122	0,8		0,66
2,8	139	151	139	1,27		0,91
3	133	152	133	1		0,75
3,2	119	134	119	0,93		0,78
3,4	153	167	153	1,2		0,78
3,6	114	132	114	1,47		1,29
3,8	161	183	161	1,47		0,91
4	251	273	251	1,87		0,75
4,2	46	74	46	0,27		0,59
4,4	14	18	14	0,4		2,86
4,6	12	18	12	0,27		2,25
4,8	13	17	13	0,53		4,08
5	16	24	16	0,4		2,5
5,2	14	20	14	0,73		5,21
5,4	10	21	10	0,33		3,3
5,6	26	31	26	0,33		1,27
5,8	38	43	38	0,33		0,87
6	39	44	39	1,13		2,9
6,2	38	55	38	1,13		2,97
6,4	44	61	44	2,13		4,84
6,6	44	76	44	1,27		2,89
6,8	52	71	52	1,93		3,71
7	64	93	64	2,6		4,06
7,2	87	126	87	1,13		1,3
7,4	90	107	90	1,2		1,33
7,6	89	107	89	0,4		0,45
7,8	47	53	47	0,73		1,55
8	64	75	64	0,6		0,94
8,2	79	88	79	0,53		0,67
8,4	108	116	108	0,87		0,81
8,6	138	151	138	0,53		0,38
8,8	149	157	149	0,47		0,32
9	155	162	155	5,87		3,79
9,2	62	150	62	0,53		0,85
9,4	113	121	113	2,2		1,95
9,6	125	158	125	0,67		0,54

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
9,8	113	123	113	1		0,88
10	48	63	48	1,07		2,23
10,2	69	85	69	1,53		2,22
10,4	156	179	156	0,87		0,56
10,6	166	179	166	1,8		1,08
10,8	126	153	126	3,6		2,86
11	204	258	204	0,87		0,43
11,2	213	226	213	1,6		0,75
11,4	191	215	191	2,8		1,47
11,6	187	229	187	0,87		0,47
11,8	157	170	157	2,07		1,32
12	129	160	129	2,07		1,6

Committente: FILEDIL

Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016

Quota(m): p.c.

Sigla: \P1

Note:

Parametri geotecnici

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
0,6	0,0023		40	2,16	85	433				653	75	0,09
0,8	9,5E-6		39	2,16	85	348				571	74	0,14
1	5,4E-5		38	2,16	85	243				458	73	0,18
1,2	0,00034		35	2,16	85	133				317	72	0,22
1,4	0,0039		38	2,16	85	270				489	74	0,27
1,6	0,0061		38	2,16	85	248				464	74	0,31
1,8	0,00012		38	2,16	85	273				492	75	0,35
2	0,0046		38	2,16	85	245				461	75	0,4
2,2	0,00061		38	2,16	85	295				517	77	0,44
2,4	2,3E-5		38	2,16	85	263				481	77	0,48
2,6	0,00083		39	2,16	85	305				527	78	0,53
2,8	0,00031		39	2,16	85	348				571	79	0,57
3	0,00057		39	2,16	85	333				556	79	0,61
3,2	0,00051		38	2,16	85	298				519	79	0,66
3,4	0,00051		40	2,16	85	383				605	81	0,7
3,6	7,4E-5		38	2,15	84	285				506	79	0,74

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
3,8	0,00031		40	2,24	85	403				624	82	0,79
4	0,00059		42	2,27	85	628				819	86	0,82
4,2	0,0011		34	2,08	50	115				290	51	0,84
4,4	1,9E-7		29	1,94	15	35				140	22	0,86
4,6	1,9E-6		28	1,94	15	30				128	23	0,88
4,8	1,8E-9	0,08		1,89			0,611	46	3,5	134		0,9
5	7,4E-7		29	1,94	15	40				152	23	0,91
5,2	2,1E-11	0,08		1,94			0,764	49	4,4	140		0,93
5,4	3,5E-8	0,09		1,82			0,457	35	2,26	114		0,95
5,6	8E-5		32	1,98	26	65				205	33	0,97
5,8	0,00037		33	2,03	39	95				258	44	0,99
6	1,6E-7		33	2,03	39	98				263	44	1,01
6,2	1,2E-7		33	2,03	38	95				258	44	1,03
6,4	6,9E-11	0,06		2,17			2,169	75	13,97	283		1,05
6,6	1,6E-7		34	2,05	42	110				283	47	1,07
6,8	6,2E-9	0,05		2,21			2,571	88	16,4	313		1,1
7	1,4E-9	0,05		2,26			3,176	109	20,77	355		1,12
7,2	7,1E-5		37	2,15	64	218				429	67	1,15
7,4	6,3E-5		37	2,16	65	225				438	68	1,17
7,6	0,0018		37	2,15	64	223				435	68	1,19
7,8	2,7E-5		34	2,04	41	118				294	48	1,21
8	0,00028		36	2,09	52	160				355	58	1,24
8,2	0,00078		37	2,12	58	198				404	63	1,26
8,4	0,00047		38	2,18	69	270				489	73	1,28

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
8,6	0,0023		39	2,22	77	345				568	81	1,3
8,8	0,003		39	2,23	79	373				596	83	1,33
9	3,1E-9		40	2,24	80	388				610	85	1,35
9,2	0,00039		36	2,07	48	155				349	56	1,38
9,4	5,9E-6		38	2,17	68	283				503	74	1,4
9,6	0,0013		39	2,19	71	313				535	77	1,42
9,8	0,00035		38	2,17	67	283				503	74	1,45
10	2E-6		34	2,03	38	120				298	49	1,47
10,2	2,1E-6		36	2,08	50	173				372	59	1,49
10,4	0,0012		40	2,22	77	390				613	84	1,51
10,6	0,00016		40	2,23	79	415				636	86	1,54
10,8	1,6E-7		39	2,18	69	315				538	77	1,56
11	0,002		41	2,27	85	510				722	93	1,59
11,2	0,00057		41	2,27	85	533				741	94	1,61
11,4	3,7E-5		41	2,25	82	478				693	91	1,64
11,6	0,0017		40	2,25	81	468				684	90	1,66
11,8	6,6E-5		40	2,21	75	393				615	85	1,69
12	2,2E-5		39	2,17	68	323				545	78	1,71

Profondità della falda (m): 3,75

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Committente: FILEDIL

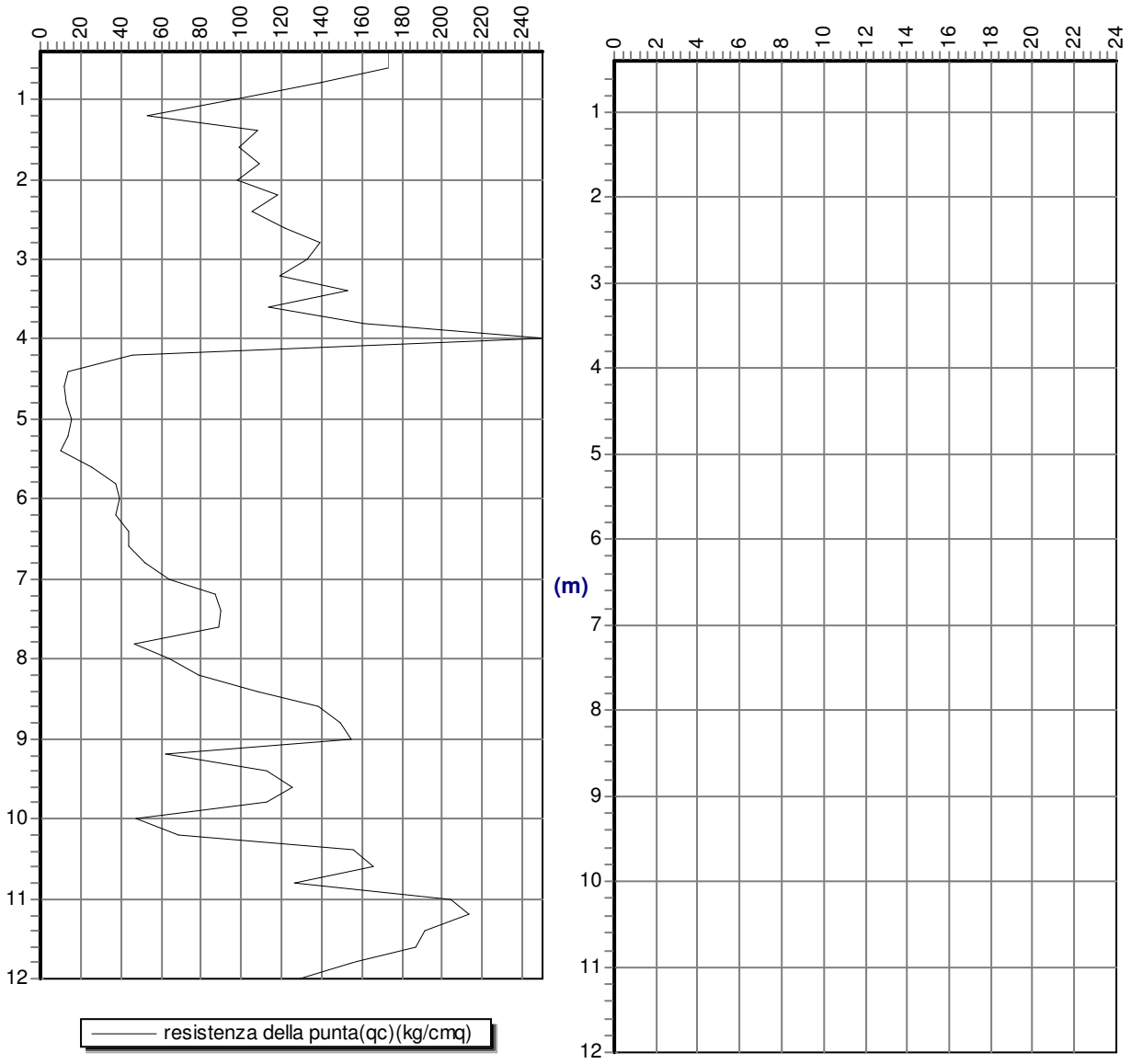
Località: PAVIA VIA MORUZZI

Data: GIUGNO 2016 Attrezzatura: PENETROMETRO PAGANI

Note:

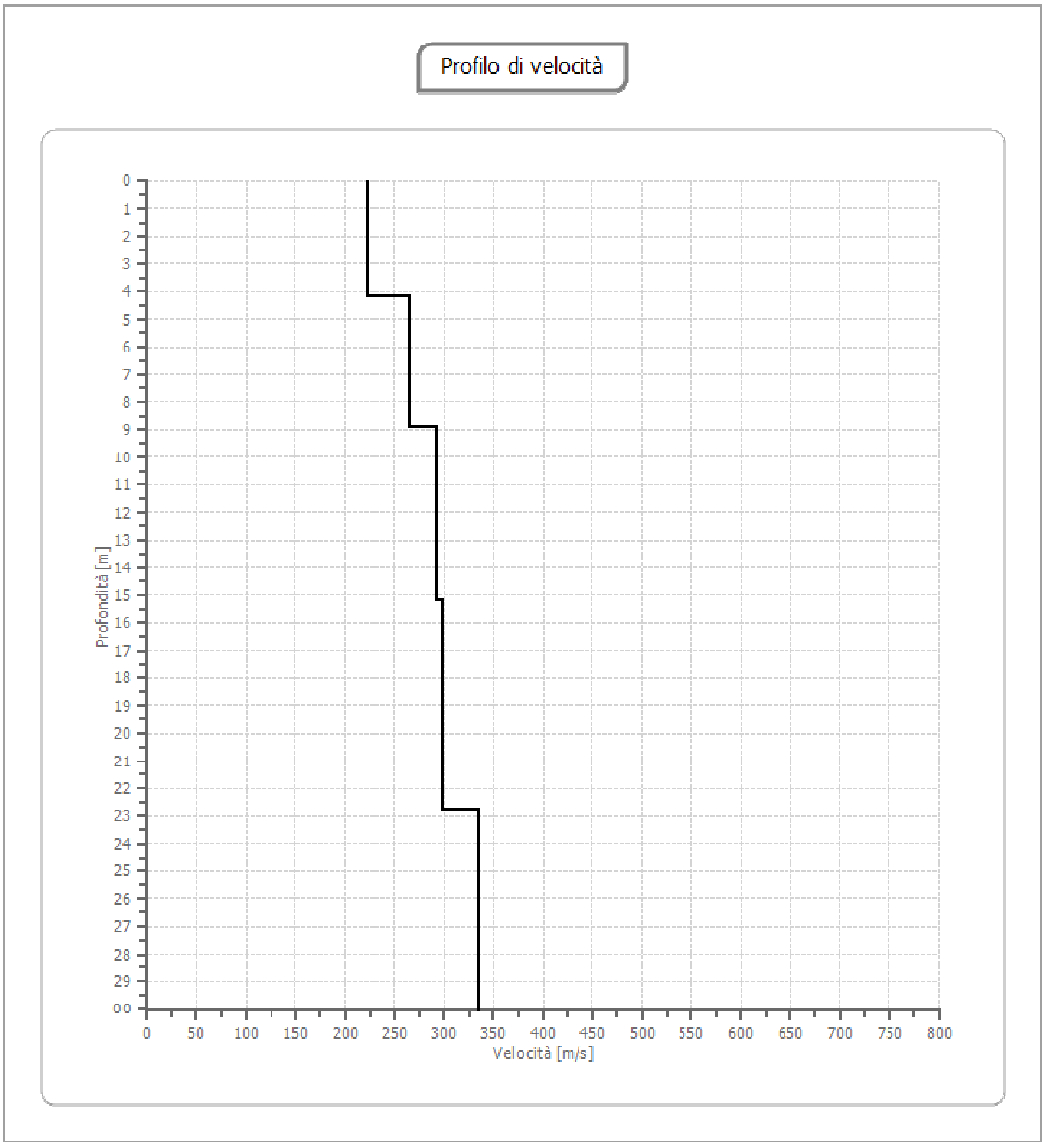
Quota(m): p.c. Sigla: \P1

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,75

RISULTATI



- **VS30** **285,44 m/s**
- **Categoria di sottosuolo** **C**
- **Suolo di tipo C** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 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).

GEOSER
Geotecnica Ambientale

PROGETTO DI CONSOLIDAMENTO DELLA SCUOLA DI INFANZIA SANTA TERESA PAVIA VIA SAN GIOVANNI BOSCO



RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

(D.M. 14/01/2008 & D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011)

COMMITTENTE: COMUNE DI PAVIA

SETTEMBRE 2016

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
VILLANI GIANCARLO N° 828

INDICE

1.	**PREMESSA**	**3**
2.	**UBICAZIONE**	**4**
3.	**INQUADRAMENTO GEOLOGICO-STRUTTURALE**	**4**
4.	**LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI**	**6**
5.	**ASSETTO IDROGEOLOGICO ED IDROGRAFICO**	**7**
6.	**SISMICITÀ STORICA E PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE**	**8**
7.	**FATTIBILITÀ GEOLOGICA**	**11**
8.	**INDAGINI GEOGNOSTICHE-GEOTECNICHE**	**13**
8.1	MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO	13
9.	**INDAGINI SISMICHE**	**14**
9.1	MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO	16
10.	**ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO**	**17**
10.1	LIQUEFAZIONE	20
11.	**AZIONE SISMICA DI PROGETTO**	**22**
11.1	PARAMETRI SISMICI SITO-SPECIFICI	24
12.	**CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE**	**26**

ALLEGATI

TAVOLA 1	COROGRAFIA (scala 1:10.000)
TAVOLA 2	CARTA GEOLOGICA (scala 1:5.000)
TAVOLA 3	PUNTI DI INDAGINE (scala 1:500)
ALLEGATO 1	PROVA PENETROMETRICA STATICA
ALLEGATO 2	LITOSTRATIGRAFIA CAROTAGGIO E PROVE S.P.T. IN FORO

1. PREMESSA

La presente relazione illustra e commenta i risultati delle indagini geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche, geotecniche e sismiche condotte a supporto del progetto di consolidamento della Scuola Materna Santa Teresa, ubicata a Pavia in Via San Giovanni Bosco.

L'edificio è interessato da una serie di lesioni che si sono verosimilmente instaurate in tempi non recenti e che riguardano essenzialmente la porzione Nord Ovest della struttura.

Risultano infatti posizionati una serie di fessurimetri piani che palesemente sono esposti agli agenti atmosferici da anni e dei quali però non sono state reperite presso gli archivi le relative letture. In ogni caso tali strumenti evidenziano movimenti importanti rispetto al momento della posa.

La struttura in elevazione è in cemento armato e più specificamente sono presenti setti perimetrali contro-terra a delimitare il piano seminterrato mentre la restante parte della struttura (un piano fuori-terra) è intelaiata a travi e pilastri. Il solaio di copertura del piano seminterrato e quello del piano terra, che funge da copertura piana dell'edificio, sono in laterocemento a orditura variabile. Le fondazioni, almeno limitatamente alla porzione di edificio oggetto di indagine e successivo intervento sono profonde su pali, i quali sono confinati in sommità da una trave testa palo, anch'essa in cemento armato. La sintetica descrizione della struttura riportata sopra deriva da sopralluoghi effettuati sul posto, anche con l'ausilio di uno scavo effettuato in aderenza all'edificio nella zona interessata da lesioni, in corrispondenza della quale sono stati messi a nudo i pali di fondazione, consentendone la misura del diametro e dell'interasse, nonché della trave testapalo.

La porzione dell'edificio in cui compaiono le lesioni è situata sul margine di un terrazzo morfologico che, come si vedrà successivamente, è stato parzialmente colmato con materiali di riporto per ampliare la superficie disponibile. Per evitare di trasferire direttamente i carichi sul riporto il progettista ha previsto di realizzare in questa porzione fondazioni su pali che raggiungono il terreno naturale e sui quali è vincolata la struttura. La profondità dei pali non è nota.

Le indagini in argomento sono state svolte allo scopo di definire in dettaglio le caratteristiche del sito di intervento, con particolare riferimento all'assetto geologico, idrogeologico, litostratigrafico e alla caratterizzazione geotecnica e sismica degli orizzonti stratigrafici sui quali insiste la porzione dell'edificio scolastico lesionata, in modo da fornire gli elementi per la corretta progettazione di un intervento di consolidamento.

Gli studi sono stati effettuati in ottemperanza a quanto prescritto dal D.M. 14/01/08 (N.T.C. p.to 6.2.1) -Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni-, che rappresenta la più recente applicazione normativa della Legge n. 64 del 1974 e dei successivi D.M. applicativi, con particolare riferimento al D.M. 11/03/88, oltre che in conformità a quanto previsto dalla D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011 e dalla D.G.R. n. X/5001 del 30 marzo 2016.

Lo studio delle caratteristiche idrogeomorfologiche, litotecniche e sismiche della zona di specifico interesse è stato articolato nelle seguenti fasi:

- acquisizione dei dati bibliografici e di quelli pregressi raccolti nel corso della predisposizione dello studio geologico redatto a supporto del P.R.G. e del vigente P.G.T. comunale;
- rilevamenti in posto per la determinazione delle caratteristiche morfologiche, litostratigrafiche ed idrogeologiche dell'area e di un suo adeguato intorno;
- esecuzione di una prova penetrometrica statica (CPT) e di un sondaggio geognostico a carotaggio continuo con l'esecuzione di n. 5 prove S.P.T. in foro e la posa di un piezometro per il monitoraggio della falda;
- definizione del modello geologico-geotecnico del sottosuolo ottenuto con l'elaborazione delle indagini geognostiche e geotecniche;
- analisi della sismicità storica dell'area vasta;
- esecuzione di indagini geofisiche (MASW) per la caratterizzazione sismica del substrato;
- esecuzione dell'analisi sismica di secondo livello (per amplificazione di tipo stratigrafico), verifica alla liquefazione e definizione della categoria di sottosuolo e dei parametri sismici sito-specifici;

La relazione è corredata dai seguenti elaborati cartografici:

TAVOLA 1	COROGRAFIA (scala 1:10.000)
TAVOLA 2	CARTA GEOLOGICA (scala 1:5.000)
TAVOLA 3	PUNTI DI INDAGINE (scala 1:500)
ALLEGATO 1	PROVA PENETROMETRICA STATICA
ALLEGATO 2	STRATIGRAFIA CAROTAGGIO E PROVE S.P.T. IN FORO

2. UBICAZIONE

La struttura che verrà direttamente interessata dalla realizzazione degli interventi di consolidamento in progetto è posizionata nel settore occidentale della città di Pavia e, più precisamente, all'altezza dell'incrocio tra le vie San Giovanni Bosco e Andreola de Barachis.

L'area investigata si colloca in un contesto densamente urbanizzato, in sinistra orografica del tratto terminale del naviglio, ad una quota di circa 65-66 m s.l.m. (vedi Tavola 1).

I luoghi descritti nel presente elaborato sono rappresentati cartograficamente nella Sezione n. B7b4 "Pavia" della Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia alla scala 1:10.000.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-STRUTTURALE

Il substrato dell'area indagata è costituito, dal punto di vista geologico, da depositi di origine fluviale e fluvioglaciale messi in posto a seguito dell'imponente attività di sedimentazione operata, a partire dall'ultima espansione glaciale (Würm - tardo Pleistocene), dai principali corsi d'acqua presenti in zona.

Per quanto attiene alle proprietà litologiche i depositi alluvionali in questione sono costituiti prevalentemente da sabbie e, in subordine, sabbie limose, limi sabbiosi e limi argillosi, con intercalazioni sabbioso-ghiaiose che si fanno più frequenti, sino a diventare dominanti, in profondità.

Lo schema generale della successione litostratigrafica del sottosuolo dell'ambito areale di specifico interesse è il seguente (procedendo dal basso verso l'alto):

- Basamento marino (Pliocene superiore - Pleistocene inferiore), è costituito da marne argillo-siltose e da argille siltose di origine marina che rappresentano i sedimenti del sistema deposizionale plio-pleistocenico padano;

- Sequenza continentale (Pleistocene medio-sup. - Olocene) formata da:
  a) successione alluvionale costituita da depositi prevalentemente argillosi con intercalazioni sabbiose;
  b) materasso alluvionale di copertura (formato da alluvioni a componente dominante sabbiosa e sabbioso-ghiaiosa).

Come evidenziato nella Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, Foglio 59 "Pavia" (vedi Figura 1) l'area investigata ricade in corrispondenza delle alluvioni dei terrazzi compresi tra la superficie principale della pianura, a nord, e le alluvioni deposte sul fondo delle incisioni fluviali, a sud.

Più in dettaglio, così come riportato nella carta geologica allegata (vedi Tavola 2), l'immobile in questione insiste su un ripiano alluvionale scolpito nelle "Alluvioni Antiche" e sopraelevato di circa 8 ÷ 16 m rispetto all'alveo attivo del Fiume Ticino.

Dal punto di vista litologico si tratta di alluvioni sabbiose, con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e con orizzonti limoso-sabbiosi. In superficie si rinvengono materiali di riporto costituiti da prevalenti sabbie-limose, ciottoli, frammenti di laterizi e vario materiale di origine antropica.

Per quanto concerne gli aspetti strutturali, l'area in esame si colloca in corrispondenza dell'avanfossa alpina e appenninica, dove i sedimenti del sistema deposizionale plio-pleistocenico padano hanno ricoperto, in discordanza angolare, il sistema delle successioni marine del Miocene medio-superiore e del Pliocene.

Il riempimento del bacino marino e il passaggio alla sedimentazione continentale è il risultato di eventi tettonici parossistici separati, nel tempo, da periodi di forte subsidenza bacinale e attività ridotta delle strutture compressive.

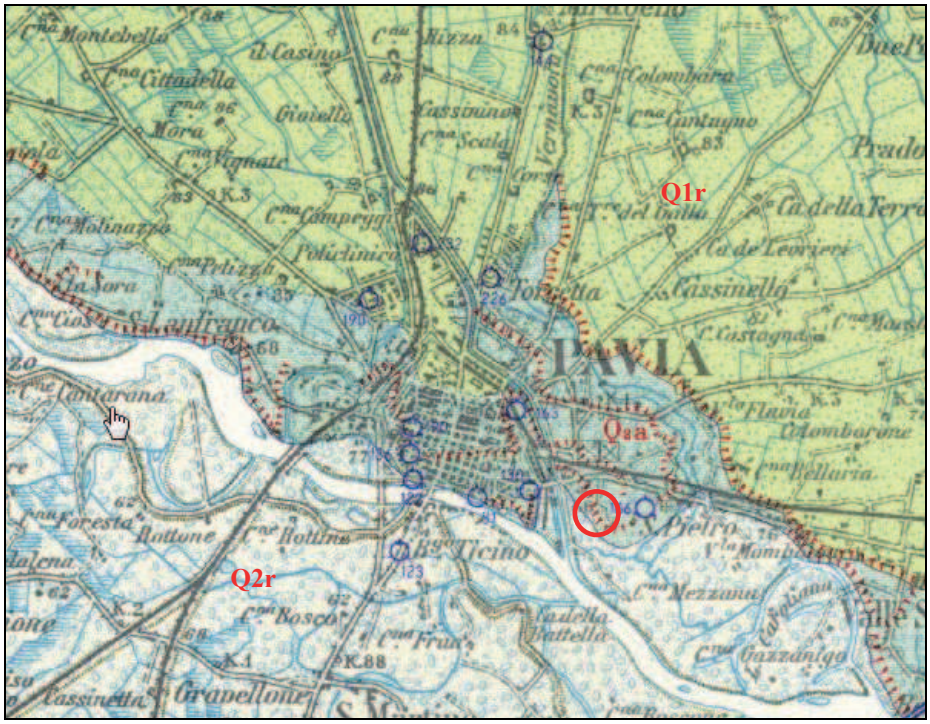


Figura 1 Stralcio della Carta Geologica d'Italia (Foglio 59) che mostra come l'area investigata (nel cerchio rosso, sigla Q2a) si collochi in corrispondenza delle alluvioni dei terrazzi compresi tra la superficie principale della pianura, a nord (sigla Q1r), e le alluvioni deposte sul fondo delle incisioni fluviali, a sud (sigla Q2r).

4. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI

L'area di specifico interesse si colloca nella zona di transizione tra il Piano Generale Terrazzato (o P.G.T.), localizzato a nord (indicato con la sigla Q1r nella Figura 1), che costituisce il principale elemento geomorfologico della Pianura Padana, e la sottostante valle a cassetta del Fiume Ticino (indicata con la sigla Q2r nella Figura 1), quest'ultima modellata per erosione all'interno dei depositi alluvionali deposti dal fiume stesso e dai suoi affluenti in periodi precedenti.

Il raccordo tra queste unità avviene mediante un sistema di terrazzi, degradanti verso sud, che costituiscono l'unità indicata in Figura 1 con la sigla Q2a e sui quali sorge il centro storico di Pavia.

Il passaggio tra le succitate unità geomorfologiche è individuato da scarpate erosive di altezza plurimetrica che, nel corso dei secoli, sono state parzialmente rimodellate per adattare il primitivo assetto morfologico del territorio alle esigenze dell'uomo.

Gli elementi geomorfologici principali della zona sono costituiti dalle scarpate di erosione fluviale e dai tracciati dei paleomeandri relitti i quali, in più punti, sono ancora marginati dalle originali scarpate fluviali.

5. ASSETTO IDROGEOLOGICO ED IDROGRAFICO

La variabilità verticale e laterale delle caratteristiche di permeabilità e di trasmissività del materasso alluvionale che contraddistingue il substrato, connessa alle differenti litologie presenti (le quali rappresentano il risultato dei diversi ambienti deposizionali che si sono succeduti nel tempo), ha permesso la formazione di un acquifero multistrato costituito da una serie di falde sovrapposte, talora in pressione (falde confinate o artesiane), sormontate da una principale falda freatica (non confinata), a cui è frequentemente sovrapposta una ulteriore falda libera ("falda sospesa").

Le falde in pressione sono localizzate in corrispondenza degli orizzonti sabbioso-ghiaiosi, che sono quelli più permeabili, delimitati da livelli impermeabili a dominante argillosa e/o limosa.

Lo spessore, la bassa permeabilità e l'estensione degli orizzonti argillosi che confinano queste falde sono elementi che limitano, di fatto, le possibilità di scambi tra l'acquifero superficiale e quelli profondi che risultano protetti da potenziali contaminazioni provenienti dalla superficie.

Dal punto di vista idrogeologico si possono individuare, all'interno della sequenza litostratigrafica descritta nel Capitolo 3, procedendo dall'alto verso il basso, tre distinte unità: i depositi alluvionali di età olo-pleistocenica, la successione "villafranchiana" ed il basamento marino.

La presenza di lenti a dominate argillosa (con formazione di livelli acquitardi) localizzate nella porzione sommitale della locale successione litostratigrafica, permette la formazione di acquiferi sospesi che si posizionano a profondità varie; non di rado anche a pochi metri dal piano di campagna.
Tali orizzonti, che traggono la propria alimentazione unicamente dalla locale infiltrazione superficiale (acque di precipitazione meteorica e, nel periodo tarda primavera - metà estate, acque irrigue, nonché scarichi, perdite da sottoservizi, ecc.), sono caratterizzati da un flusso idrico complessivamente diretto verso meridione, ma che, localmente, risulta condizionato dalla presenza delle principali incisioni fluviali che svolgono una sensibile azione drenante.

La Figura 2 mostra una sezione idrogeologica schematica della zona oggetto del presente studio che evidenzia la presenza di due falde: una "sospesa", più superficiale, ed una "principale", più profonda.

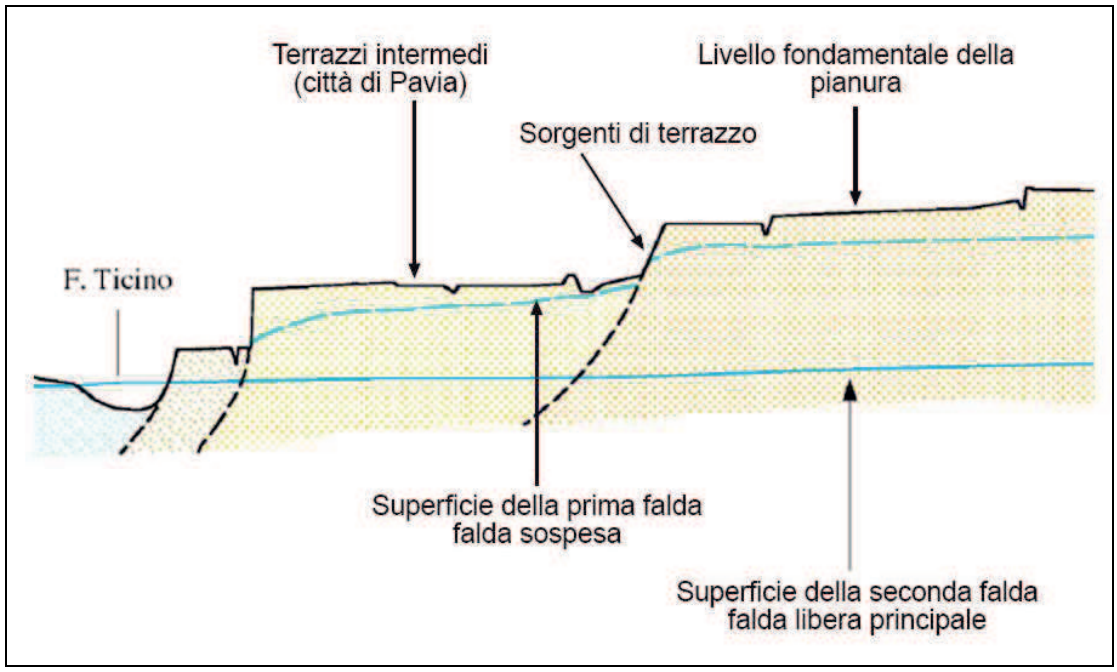


Figura 2 Sezione idrogeologica schematica dell'area sulla quale sorge la città di Pavia (tratta dal vigente P.G.T. comunale, modificata).

L'andamento di entrambe le falde è condizionato dall'azione di richiamo esercitata dal Fiume Ticino, così come evidenziato anche dalla piezometria desunta da indagini pregresse (che trovano sintesi nel vigente P.G.T. comunale). Per effetto della suddetta azione di richiamo il senso di flusso generalizzato delle acque sotterranee è rivolto verso i quadranti meridionali, ovvero in direzione del Fiume Ticino.

I rilievi freatimetrici condotti in corrispondenza dei fori di sondaggio hanno intercettato la superficie piezometrica della prima falda ad una profondità di circa 8 m rispetto alla quota del piano di campagna. In base ai dati contenuti nello studio geologico del vigente P.G.T. comunale, dovrebbe trattarsi della falda libera principale (detta anche seconda falda nello schema di Figura 2).

Infatti la falda sospesa non è presente in modo uniforme su tutto il territorio comunale di Pavia soprattutto in corrispondenza del margine dei terrazzi.

L'elemento idrografico principale è rappresentato dal Fiume Ticino che scorre, con andamento grossomodo ovest-est, circa 500 m a sud dell'area di specifico interesse. In zona è presente anche il tratto terminale del Naviglio Pavese, che si sviluppa, con andamento NO-SE, circa 150 m ad ovest dell'immobile di cui in epigrafe.

6. SISMICITÀ STORICA E PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

L'attività sismica storica del settore meridionale della Regione Lombardia appare come la naturale continuazione di quella pliocenica e quaternaria, interessata da deboli deformazioni, dove l'attività neotettonica profonda è determinata dalla collisione tra le unità alpine sud-vergenti e quelle appenniniche nord-vergenti.

Nella carta delle Massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni della Regione Lombardia, predisposta sulla base dei dati contenuti nella banca dati macrosismici del GNDT e di quelli contenuti nel Catalogo dei forti terremoti in Italia di ING/SGA (vedi Figura 3), per

il sito in esame sono indicati terremoti di intensità pari al VII grado della scala MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg).

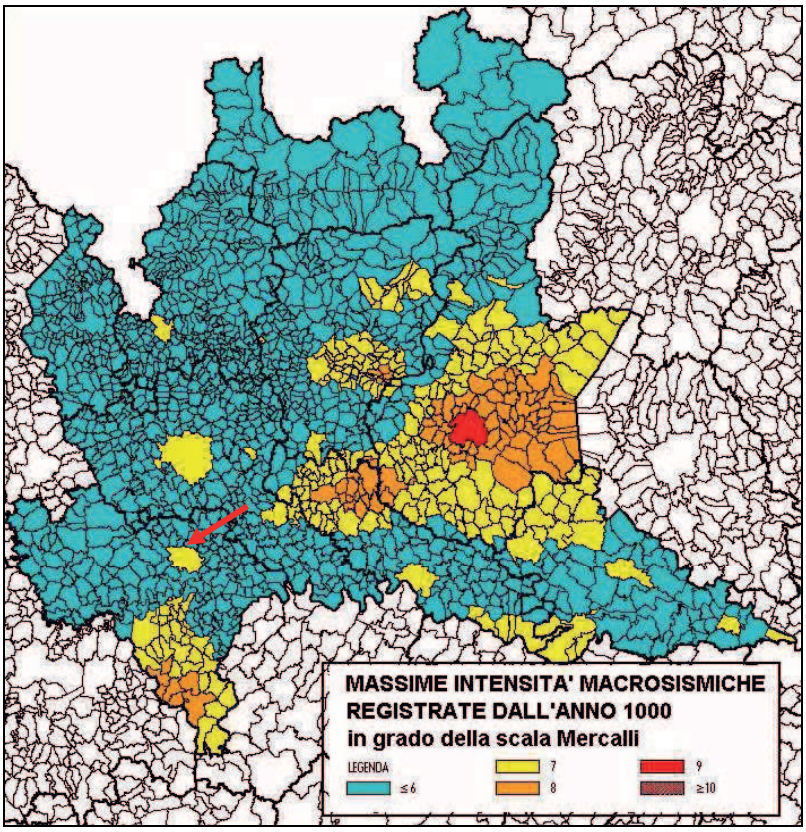


Figura 3 Carta delle Massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni della Regione Lombardia. La freccia indica l'ubicazione dell'area indagata.

In base alla classificazione sismica dell'intero territorio nazionale (O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03 e D.M. 21/10/03, aggiornata al 2014), il Comune di Pavia (PV), ai sensi della D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014, entrata in vigore con la D.g.r. n. X/5001 del 30/03/2016, è stato inserito nella zona 3 (vedi Figura 4).

In funzione di quanto riportato nella Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (tratto da: Gruppo di Lavoro MPS 2004), per il sito di intervento sono indicati valori di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi, compresi tra 0,050 g e 0,075 g (vedi Figura 5).

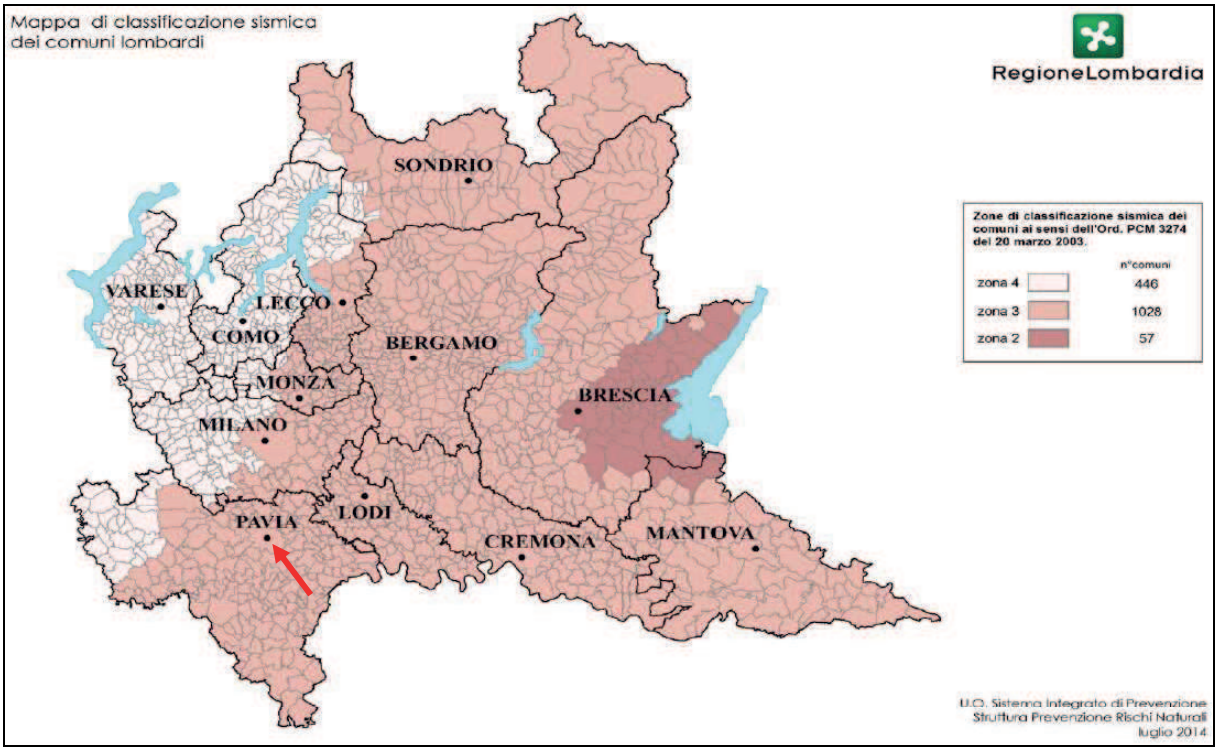


Figura 4 Riclassificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia ai sensi della D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014. La freccia indica l'ubicazione dell'area indagata.

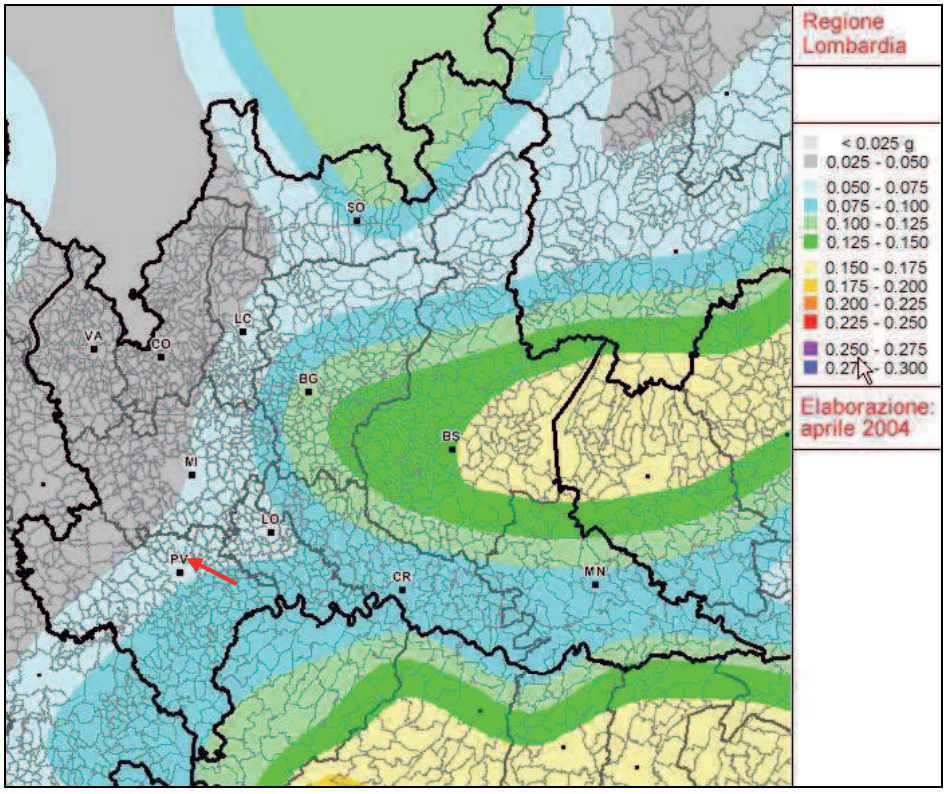


Figura 5 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale. La freccia rossa indica l'ubicazione dell'area indagata.

Per quanto concerne l'amplificazione sismica locale il sito di intervento è classificato, secondo quanto riportato nel vigente P.G.T. comunale (Tavola 7), rientra nello scenario di pericolosità sismica Z2. Il suddetto scenario comprende zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti e/o zone con depositi granulari fini saturi e, in tali condizioni, gli effetti di amplificazione attesi consistono in cedimenti e/o liquefazioni.

Pertanto, anche in relazione alla destinazione d'uso dell'edificio oggetto del presente studio (scuola materna) in questa sede è stata svolta l'analisi sismica di secondo livello e la verifica dei fattori escludenti il fenomeno della liquefazione (vedi Capitolo 9).

7. FATTIBILITÀ GEOLOGICA

La definizione della classe di fattibilità geologica dell'area investigata è stata effettuata in funzione delle condizioni riscontrate in sito, le quali trovano riscontro e visualizzazione nella Carta di sintesi (Tavola 9) allegata allo studio geologico del vigente P.G.T. comunale.

Nella suddetta tavola vengono individuate le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche che contraddistinguono il territorio comunale e che individuano la presenza e la gravità delle eventuali problematiche di carattere geologico s.l. riscontrate. Queste ultime determinano, a loro volta, l'attribuzione della classe di fattibilità.

Il sito di diretto interesse si colloca all'interno dell'unità D^2 che presenta le caratteristiche di seguito descritte (vedi Figura 6).

Morfologia: fasce in scarpata delle unità A e B (vedi Tavola 9 del P.G.T.) a ridosso delle golene in sponda sinistra del Ticino.

Litologia: sono presenti generalmente sabbie fini uniformi, con sporadiche intercalazioni di ghiaia e ghiaietto fino alla profondità indicativa di 13÷15 m dal piano campagna (vedi Figura 6); localmente sono presenti corpi lenticolari e discontinui di limi e limi argillosi, in superficie e/o intercalati nella successione.

Idrogeologia: falda freatica generalmente prossima al piano campagna, direttamente collegata alla falda d'alveo e di subalveo e soggetta ad escursioni positive anche di notevole entità, soprattutto per rigurgito in caso di piene dei rispettivi corsi d'acqua; permeabilità e vulnerabilità elevate.

Idraulica: si possono eccezionalmente verificare allagamenti, specialmente in vani seminterrati e scantinati e in concomitanza di eventi gravosi di piena, per rigurgiti del reticolo idrico, degli scarichi e/o della falda.

Nella carta di sintesi di P.G.T. vengono segnale altre due problematiche effettivamente riscontrate in sito, ovvero:

- aree interessate dalla presenza di riporti di varia entità, costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc.;

- presenza di situazioni puntuali ove possono verificarsi locali allagamenti connessi a rigurgiti di scarichi o del reticolo idrico, anomali innalzamenti della falda, ecc. in concomitanza di piene gravose e/o di eventi meteorici particolarmente intensi.

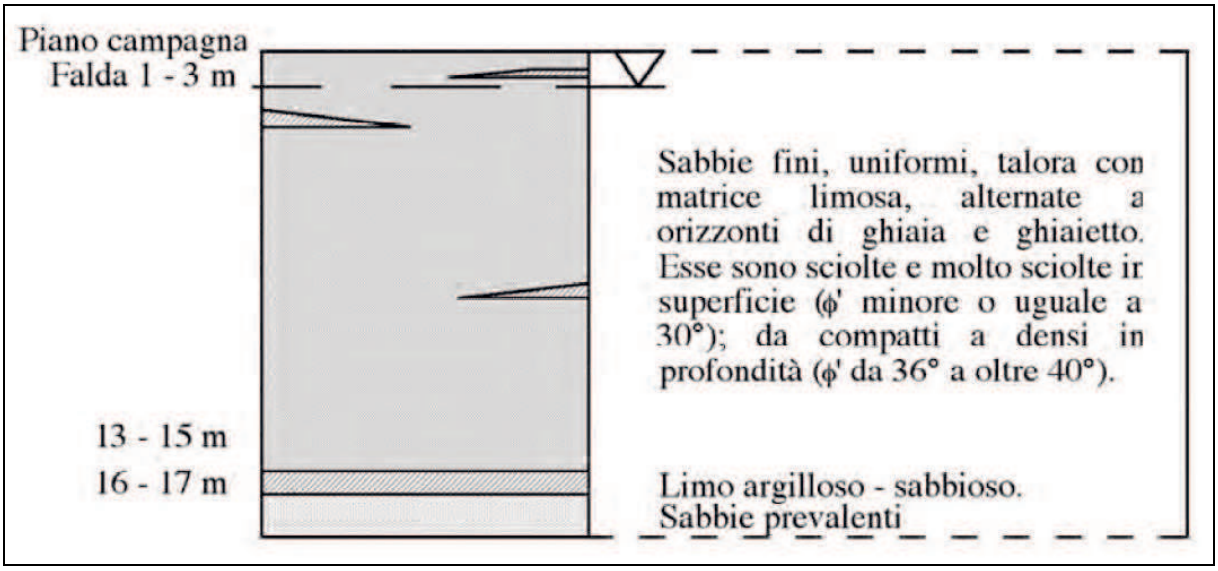


Figura 6 schema indicativo dell'unita idro-geo-morfologica, geotecnica e idraulica D^2.

In funzione dei dati raccolti durante le fasi investigative propedeutiche alla stesura dello studio geologico del vigente P.G.T. comunale, l'area di intervento è stata inserita in classe di fattibilità 3, ovvero: *fattibilità con consistenti limitazioni* (Tavola 10.1, Carta di fattibilità geologica).

Questa classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate.

8. INDAGINI GEOGNOSTICHE-GEOTECNICHE

La ricostruzione della successione litostratigrafica dei primi metri del sottosuolo e la definizione del modello geologico-geotecnico di dettaglio dei terreni presenti nell'area di interesse sono state ottenute mediante l'elaborazione dei dati ricavati dalla campagna di indagini geognostiche-geotecniche indicate di seguito e svolte direttamente da Geoser

- esecuzione di una prova penetrometrica statica (CPT) spinta sino a 15 m di profondità dal piano di campagna;

- esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo spinto fino a 15 m con esecuzione di n. 5 prove SPT in foro e posa di un piezometro per il monitoraggio della falda.

L'ubicazione dei punti di indagine è rappresentato nella Tavola 3, mentre nell'Allegato 1 sono riportati i risultati ed i grafici relativi alla prova penetrometrica statica .

La stratigrafia ricavata dal sondaggio a carotaggio continuo, i valori delle prove SPT ed il rilievo della soggiacenza della falda nel piezometro sono invece contenuti nell'Allegato 2.

8.1 Modello geologico-geotecnico

In funzione dei dati raccolti nel corso delle indagini di campagna, il modello geologico-geotecnico del sottosuolo dell'area di specifico interesse è composto da tre orizzonti (denominati R, A e B) con le caratteristiche di seguito descritte:

- **orizzonte R**: da 0,00 a 6,80 m di profondità dal piano di campagna, è un orizzonte artificiale (riporto) costituito da sabbia media e fine, localmente ghiaioso-limosa, con presenza di laterizi a partire dalla profondità di circa 3,70 m; tale orizzonte è caratterizzato da valori dell'angolo di attrito compresi tra 30° e 36°, con piccole variazioni in funzione della eterogeneità dei materiali del riporto.

- **orizzonte A e A'**:da 6,80 a 11,70 m di profondità dal piano di campagna, è costituito da sabbie medie e fini limose con locali intervalli limoso sabbiosi (A). Tale orizzonte è caratterizzato da valori dell'angolo di attrito compresi tra 28° e 32° o da una coesione non drenata compresa tra 0,70 e 1,00 kg/cm^2. In esso sono intercalati 2 livelli a granulometria fine (tra 6,80 e 7,20 m e tra 8,55 e 9,45 m di profondità) (A') contraddistinti da un angolo di attrito di circa 26° o da una coesione non drenata di 0,90 kg/cm^2, il secondo dei quali costituito essenzialmente da torba, che rappresentano orizzonti molto compressibili e che possono essere responsabili di importanti cedimenti dovuti alla consolidazione.

- **orizzonte B**: da 11,70 a 15,00 m di profondità dal piano di campagna, è caratterizzato da valori dell'angolo di attrito compresi tra 38° e 42° e rappresenta un orizzonte con caratteristiche decisamente migliori rispetto a quelli soprastanti (idoneo per prevedere un eventuale trasferimento di carichi strutturali tramite fondazioni profonde).

9. INDAGINI SISMICHE

Al fine di caratterizzare, dal punto di vista sismico, il sottosuolo dell'area investigata è stato predisposto uno stendimento sismico MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva – e.g. Park et al., 1999), utile a definire il profilo verticale della velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs).

Queste, in buona misura, fanno risalire la stima dell'effetto di sito alle caratteristiche del profilo di velocità delle onde di taglio Vs.

La classificazione dei terreni si basa sul valore medio della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità (V_{S30}). Essa è definita dalla relazione:

$$Vs_{30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{Vs_i}}$$

In cui V_i e h_i sono rispettivamente la velocità delle onde di taglio e lo spessore dell'i-esimo strato.

La metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) permette di ricavare le velocità delle onde di taglio verticali Vs dalla determinazione delle velocità delle onde superficiali.

La misura delle velocità delle onde superficiali viene calcolata grazie all'utilizzo di stendimenti di sensori posti in genere a distanze regolari sulla superficie del suolo da indagare.

La porzione che predomina nelle onde superficiali è costituita dalle onde di Rayleigh la cui velocità è correlata alla rigidezza e ai parametri elastici dei suoli attraversati.

È importante tenere presente che nei mezzi stratificati le onde di Rayleigh sono dispersive; le alte frequenze e quindi con lunghezze d'onda corta si propagano prevalentemente negli strati più superficiali del terreno, invece le onde con lunghezze maggiori tendono a coinvolgere gli strati più profondi cosi come illustrato nella Figura 7.

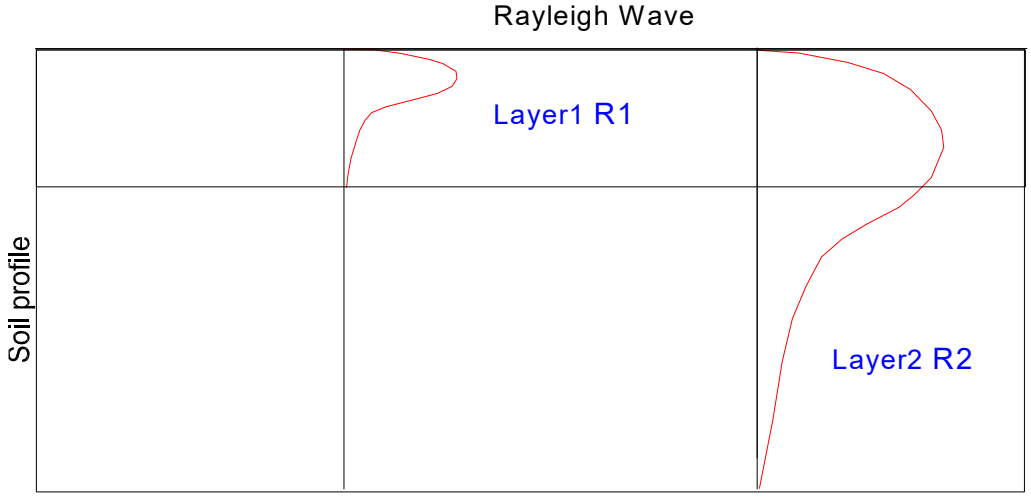


Figura 7 schema della propagazione delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza.

La metodologia MASW può essere sia attiva che passiva o la combinazione di entrambe. Nel sistema attivo le onde superficiali vengono generate in un punto noto in modo non casuale e vengono registrate da stendimenti lineari di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento di ricezione può essere sia lineare che circolare e si misura il rumore di fondo ambientale esistente.

L'acquisizione è avvenuta tramite l'utilizzo di un sismografo a 24 bit DAQlink III prodotto da Seismic Source Co. (USA) utilizzando 24 canali in registrazione. Lo strumento viene collegato ai geofoni verticali aventi frequenza propria di 4.5 Hz, posizionati sul terreno a distanza di 2 metri. Il tempo di registrazione dello strumento è fissato in 2 secondi.

Gli offset di energizzazione sono pari a 6 e 10 metri e le acquisizioni vengono ripetute su entrambi i lati dello stendimento al fine di verificare l'effettiva presenza di strati piano paralleli.

I software utilizzati per l'interpretazione sono SurfSeis della KGS (Kansas Geological Survey) e WinMASW 4.1.1 Pro (Eliosoft)

Di seguito vengono riportate le principali caratteristiche tecniche dell'attrezzatura utilizzata.

1 to 24 channels per unit
Weatherproof enclosure
Multiple units can be used together for large channel count

A/D conversion:
24 bit high-speed sigma delta converters

Dynamic range:
144 dB (system)
Greater than 118 dB (measured at 2msec)

Bandwidth:
DC to 15 KHz –
Analog filter flat response to 8000 Hz
Digital Filter Bandwidth – 85% of (sample rate)

Common Mode Rejection:
Greater than 100 dB

Crosstalk:
Better than 125 dB

Noise Floor:
0.2 microvolt RMS noise (2 msec sample rate)

Trigger Accuracy:
+/- 1 microsecond at all sample rates

Maximum Input Signal:
Standard (x 2 gain): 3.58 volts peak to peak
(optional: (x1 gain): 7.16 volts peak to peak)

Input Impedance:
100 K ohms

Preamplifier Gains:
X2, and x32 standard; software selectable
(X1, and x16 available on special request)

Anti-alias Filters:
85 % of Nyquist frequency

Digital Filters:
Low Cut – User Selectable frequency
Notch – 50 or 60 Hz standard – User selectable
High Cut – User Selectable

Sample Interval:
0.0208, 0.0625, 0.125, 0.250, 0.500, 1.00, 2.00, 4.00, 8.00, 16.00 millisecond

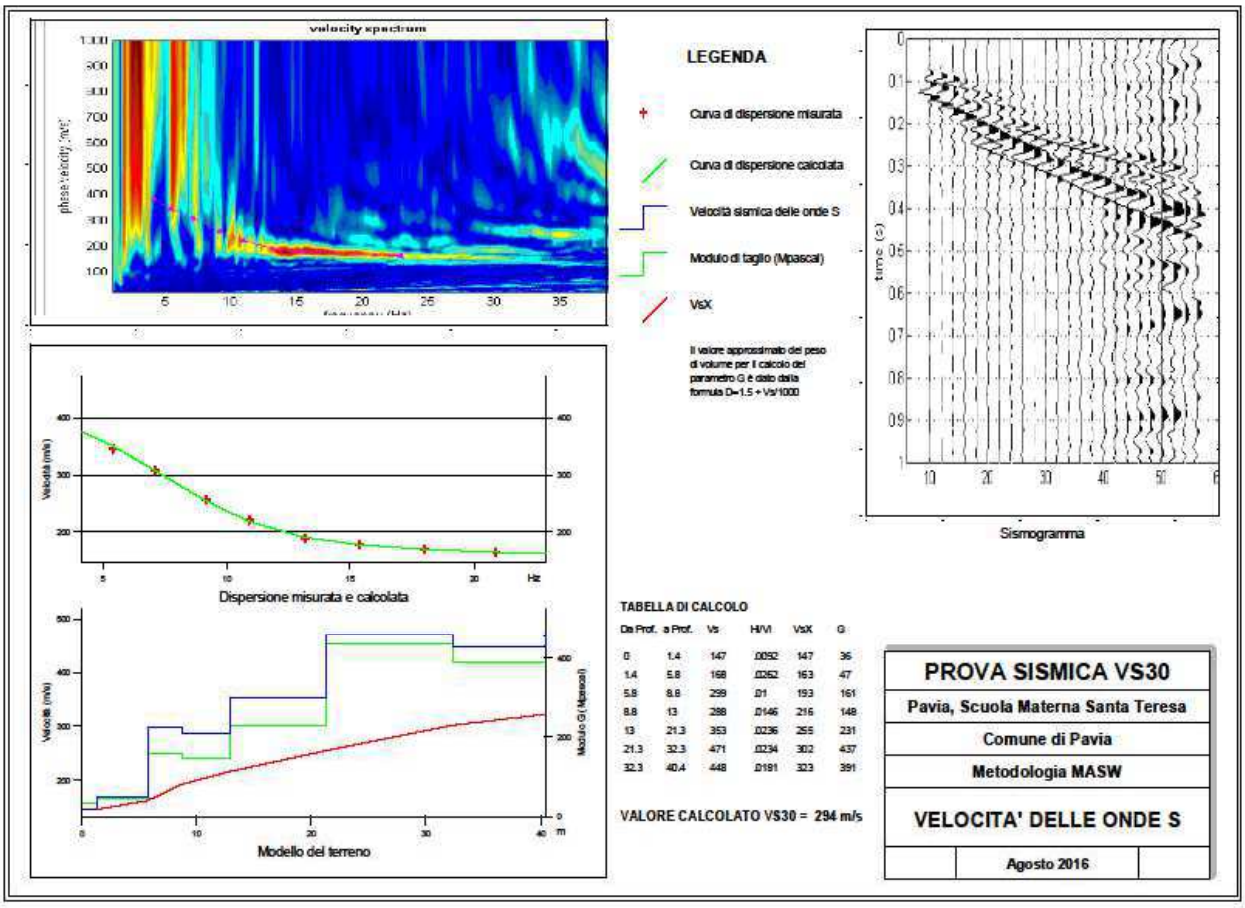
Sample Frequency:
48000, 16000, 8000, 4000, 2000, 1000, 500, 250, 125,64.5 samples/second



9.1 Modello sismostratigrafico

I risultati dell'indagine sismica MASW sono visualizzati nella pagina seguente, mentre nella Tavola 3 (allegata alla presente) viene riportata l'ubicazione dello stendimento sismico.

In base ai risultati delle indagini sismiche svolte dallo scrivente il sottosuolo dell'area investigata presenta un valore di **V_{S30} pari a 294 m/s e, quindi, appartiene alla Categoria C**, che comprende: *depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15<N_{SPT}<50$; $70< Cu < 250$ kPa)*.



10. ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO

Nella Carta della pericolosità sismica locale (Tavola 7) dello studio geologico del vigente P.G.T. comunale i terreni che costituiscono il sedime di imposta del fabbricato oggetto del presente studio sono contraddistinti da scarse caratteristiche geotecniche e, per tale ragione, ai sensi della D.g.r. n. 8/1566, rientrano nello scenario di pericolosità sismica Z2.

Il suddetto scenario comprende zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti e/o zone con depositi granulari fini saturi. In tali condizioni gli effetti di amplificazione attesi consistono in cedimenti e/o liquefazioni.

Per tale scenario di pericolosità sismica locale ed in relazione al fatto che la scuola elementare in questione appartiene alla categoria degli edifici strategici e rilevanti (di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21711/2003), la normativa regionale (D.G.R. 30 novembre 2011 - n. IX/2616 e la D.g.r. n. X/5001 del 30/03/2016) prescrive l'applicazione del secondo livello di approfondimento degli effetti sismici e la verifica della suscettibilità alla liquefazione.

Pertanto, in ottemperanza alla normativa regionale si è proceduto all'esecuzione dell'analisi sismica di secondo livello per la verifica di dettaglio dei fattori di amplificazione Fa stratigrafica (o litologica) specifici per il sito di intervento, utilizzando i dati sismici ricavati dalle indagini geofisiche illustrati nel precedente capitolo.

Gli studi sono stati condotti utilizzando i metodi semi-quantitativi semplificati per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche, in funzione del Fa, che sono stati proposti dalla Regione Lombardia con i "Criteri attuativi l.r. 12/05 per il governo del territorio" di cui all'Allegato 5 della d.g.r. VIII/7374 del 28 maggio 2008 e successive integrazioni (d.g.r. 30 novembre 2011 - n. IX/2616).

La Regione Lombardia ha fissato i valori soglia dei Fa per ogni comune; questi valori sono stati calcolati dal Politecnico di Milano in base alle diverse categorie di suolo definite dal D.M. 14/01/2008 e in funzione di due intervalli di periodo.

I due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il Fa sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie più frequenti sul territorio regionale; in particolare l'intervallo tra 0,1÷0,5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari, piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0,5÷1,5 s si riferisce a strutture più alte e flessibili.

Per la definizione del Fattore di Amplificazione (Fa), la normativa regionale propone una serie di schede di valutazione che correlano tale fattore con il periodo proprio del sito T, calcolato utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^{n} h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} Vs_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \right)}$$

dove hi e Vsi sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del profilo geofisico.

La procedura semplificata proposta prevede di ricostruire l'andamento delle V_S con la profondità sino a valori pari o superiori a 800 m/s. In mancanza del raggiungimento del bedrock con le indagini sismiche dirette, è necessario applicare un opportuno gradiente di V_S con la profondità, tale da raggiungere il valore di 800 m/s.

Pertanto il valore del periodo proprio T per il sito in esame è stato calcolato facendo riferimento ai risultati delle indagini geofisiche eseguite, estrapolando in profondità i valori di V_S, ottenendo un valore pari a: **T = 0,522 s**.

La procedura definita dalla Regione Lombardia si basa sull'utilizzo di schede di riferimento per le differenti litologie; sulla base delle caratteristiche sito-specifiche e i risultati dell'indagine sismica, è stata utilizzata è stata utilizzata la scheda denominata "Litologia sabbiosa" (riportata nella pagina seguente), la cui validità è stata verificata attraverso il confronto tra l'andamento delle V_S proposto dalla Regione e quello reale ricavato dal profilo geofisico analizzato (vedi successiva scheda di verifica).

All'interno della scheda di riferimento, in funzione della profondità e della velocità V_S dello strato superficiale, è stata scelta, la curva T-Fa più appropriata (**curva 2**).

Infine sono stati determinati i fattori di amplificazione Fa per entrambi i periodi propri delle tipologie edilizie più frequenti, confrontati con i valori soglia previsti dalla vigente normativa per il Comune di Pavia (PV) per i suoli di tipo C (che costituiscono la categoria di sottosuolo del sito in esame). Le verifiche in questione hanno fornito i risultati esposti nella tabella sottostante.

Intervallo periodo	Valori soglia suoli C	Fattori di amplificazione calcolati	Risultato
0,1-0,5 s	1,80	1,40	Verificato
0,5-1,5 s	2,40	1,87	Verificato

Fattori di amplificazione

Dato che i fattori di amplificazione calcolati sono inferiori ai valori soglia di legge, la verifica di secondo livello risulta soddisfatta per entrambi gli intervalli di periodo.

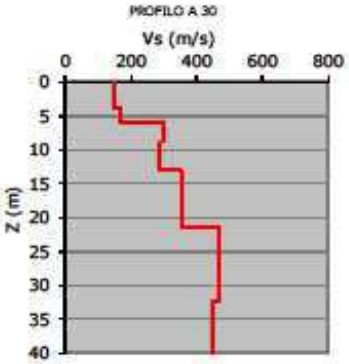
Ne consegue che la normativa nazionale (N.T.C. di cui al D.M. 14/01/08) è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi nella progettazione esecutiva degli interventi edificativi si dovrà applicare lo spettro di risposta elastico previsto per la categoria di sottosuolo C ed utilizzare i parametri sito-specifici indicati nel capitolo successivo.

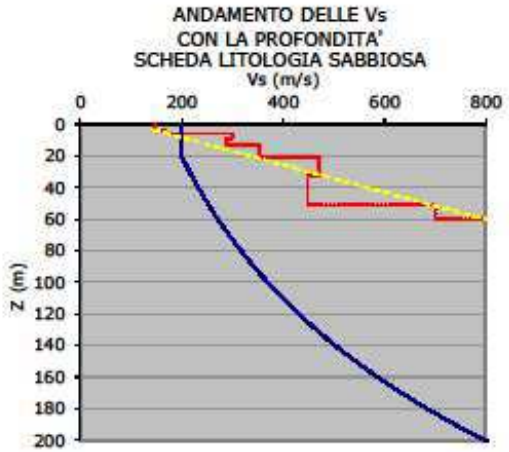
DETERMINAZIONE DEL Fa

EFFETTI LITOLOGICI
SCENARIO Z4a

PROFILO SISMICO - PAVIA (PV) - VIA SAN GIOVANNI BOSCO

STRATO	h	Z	Vs	Vs*Hi
1	1.4	1.4	147.0	206
2	4.4	5.8	168.0	739
3	3	8.8	299.0	897
4	4.2	13	288.0	1210
5	8.3	21.3	353.0	2930
6	11.5	32.8	471.0	5417
7	7.6	40.4	448.0	3405





PERIODO (T)

0.522

SCHEDA

sabbiosa

CURVA

2

Fa (0,1-0,5 S)

1.40

Fa (0,5-1,5 S)

1.87

Fa (0,1-0,5 S) SUOLO C	1.8	>	1.40	VERIFICATO
Fa (0,5-1,5 S) SUOLO C	2.4	>	1.87	VERIFICATO

APPROFONDIMENTI SISMICI DI SECONDO LIVELLO
D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011

10.1 Liquefazione

Dato che nella Carta della pericolosità sismica locale del vigente P.G.T. comunale il sito di intervento è stato classificato in Zona Z2 ed in funzione della destinazione d'uso del fabbricato di cui in epigrafe (scuola materna), è stata svolta la procedura di legge necessaria per la valutazione della presenza dei fattori escludenti la verifica della liquefazione.

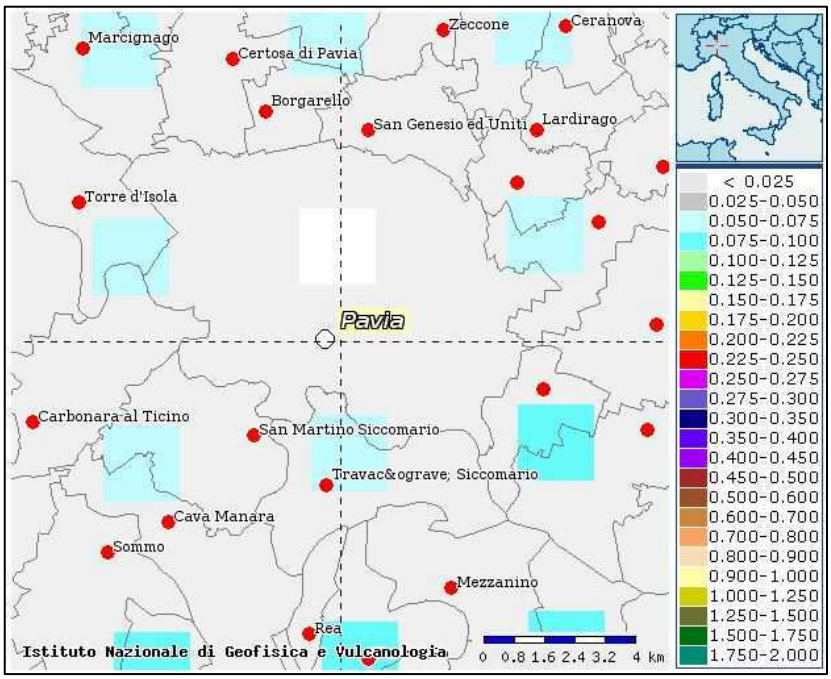
Ai sensi della vigente normativa nazionale e regionale (Linee Guida AGI, 2005 - Gruppo di lavoro MS, 2008 -Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica - D.M. 14/01/2008), la verifica alla liquefazione può essere omessa se gli eventi sismici attesi hanno una magnitudo inferiore a 5

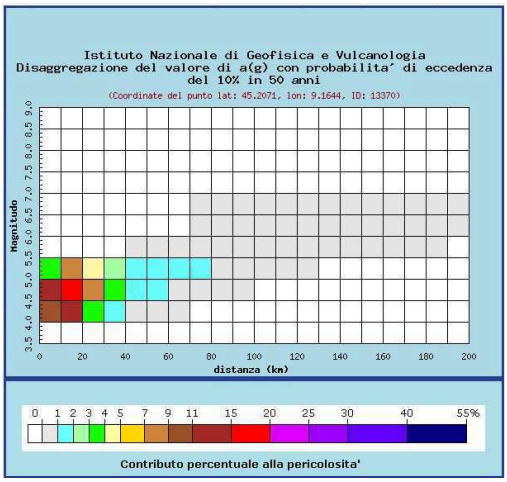
La valutazione della magnitudo è stata effettuata sulla base del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (A. Rovida, R. Camassi, P. Gasperini e M. Stucchi , 2011), utilizzando il criterio della disaggregazione (Bazzurro & Cornell, 1999 e Spallarossa & Bariani, 2007), che consente di valutare i contributi delle diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito.

La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M.

Il sisma individuato, detto "terremoto di scenario", è caratterizzato da una magnitudo, una distanza dal sito indagato e un tempo di ritorno. Ciò lo rende utilizzabile, ai fini progettuali, nelle verifiche allo SLU e allo SLE così come richiesto dalla vigente normativa in materia (D.M. 14/01/2008).

Applicando il suddetto criterio di disaggregazione ai valori di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni indicati nella Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (vedi pagina seguente) è stato ottenuto un valore di magnitudo pari a 4,830 e, di conseguenza, la verifica alla liquefazione può essere omessa.





Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.2071, lon: 9.1644, ID: 13370)										
	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	9.260	11.400	3.530	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	11.200	17.400	7.370	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	3.750	7.470	4.410	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	1.180	3.010	2.340	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.427	1.570	1.520	0.119	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.357	1.670	1.760	0.521	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.040	0.794	1.290	0.557	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.265	1.030	0.793	0.145	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.038	0.473	0.641	0.347	0.066	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.001	0.179	0.406	0.310	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.061	0.249	0.253	0.052	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.017	0.149	0.203	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.003	0.104	0.161	0.036	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.073	0.139	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.052	0.136	0.021	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.026	0.113	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.093	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.075	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.052	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.031	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.830	25.500	0.878

Magnitudo del terremoto di scenario determinata utilizzando il metodo della disaggregazione

11. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Nel presente capitolo vengono descritti i parametri necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Quest'ultima costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche ed è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (ag) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se (T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, nel periodo di riferimento V_R.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Nelle N.T.C. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale (necessari per la determinazione delle azioni sismiche):

ag	accelerazione orizzontale massima al sito;
Fo	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
Tc*	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I parametri necessari per definire l'azione sismica di progetto sono:

- **Tipo di costruzione e vita nominale**: la vita nominale (V_N) di un determinato tipo di costruzione è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle N.T.C. 14/01/2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

- **Classe d'uso**: in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso:
  - *Classe I*: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
  - C*lasse II*: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
  - *Classe III*: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
  - *Classe IV*: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- **Coefficiente d'uso**: Il valore del coefficiente d'uso (C_U) è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Periodo di riferimento per l'azione sismica**: le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento (V_R) espresso in anni che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U secondo la relazione: $V_R = V_N \times C_U$. Nel caso in cui V_R assuma un valore ≤ 35, si pone comunque pari a 35.
- **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento**: le probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Periodo di ritorno**: il periodo di ritorno (T_R) si determina dalla seguente relazione: $T_R = -V_R / \ln (1-P_{VR})$.
- **Categoria di suolo**: ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle N.T.C. 14/01/2008).
- **Condizioni topografiche**: per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella Tab. 3.2.IV delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Accelerazione massima attesa al sito**: l'accelerazione massima attesa al sito (a_{max}) si ricava dalla seguente relazione: $a_{max} = S_S \times S_T \times ag$. S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (indicato nella Tab. 3.2.V delle N.T.C. 14/01/2008) relativo a ciascuna classe di sottosuolo, S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (riportato nella Tab. 3.2.VI delle N.T.C. 14/01/2008) espresso in funzione delle caratteristiche topografiche del sito, e ag è l'accelerazione orizzontale massima al sito.
- **Coefficiente sismico di accelerazione orizzontale**: Il coefficiente di accelerazione orizzontale (Kh) si ricava dalla relazione: $Kh = \beta_S a_{max} / g$.
- **Coefficiente sismico di accelerazione verticale**: Il coefficiente di accelerazione verticale (Kv) si ricava dalla seguente relazione: $Kv = Kh / 2$.

11.1 Parametri sismici sito-specifici

Di seguito sono riportati i parametri e i coefficienti sismici specifici per il sito di intervento e relativi ai diversi stati limite considerati (nella Figura 8 è visualizzata la maglia di riferimento dei valori dello spettro di risposta elastico).

In base alle indagini svolte dallo scrivente nell'area di diretto interesse è presente un substrato riconducibile alla categoria C, la categoria topografica è T1 e le opere in progetto ricadono in classe d'uso 4 (scuola materna).

- **Sito in esame**

  latitudine: 45,180462
  longitudine: 9,171761
  Classe: 4
  Vita nominale: 50

- **Siti di riferimento**

  Sito 1 ID: 13592 Lat: 45,1572 Lon: 9,1681 Distanza: 2608,206
  Sito 2 ID: 13593 Lat: 45,1597 Lon: 9,2388 Distanza: 5741,307
  Sito 3 ID: 13371 Lat: 45,2096 Lon: 9,2352 Distanza: 5934,465
  Sito 4 ID: 13370 Lat: 45,2071 Lon: 9,1644 Distanza: 3016,036

- **Parametri sismici**

  Categoria sottosuolo: C
  Categoria topografica: T1
  Periodo di riferimento: 100 anni
  Coefficiente cu: 2,0

	Unità di misura	**Operatività (SLO)**	**Danno (SLD)**	**Salvaguardia della vita (SLV)**	**Prevenzione dal collasso (SLC)**
Probabilità di superamento:	*%*	81	63	10	5
Tr:	*[anni]*	60	101	949	1950
ag:	*g*	0,032	0,039	0,095	0,124
Fo:		2,543	2,556	2,486	2,480
Tc*:	*[s]*	0,214	0,240	0,284	0,286

Coefficienti Sismici				
	SLO	**SLD**	**SLV**	**SLC**
Ss:	1,50	1,50	1,50	1,50
Cc:	1,75	1,68	1,59	1,59
St:	1,00	1,00	1,00	1,00
Kh:	0,010	0,012	0,029	0,045
Kv:	0,005	0,006	0,014	0,022
Amax:	0,466	0,567	1,402	1,831
Beta:	0,200	0,200	0,200	0,240

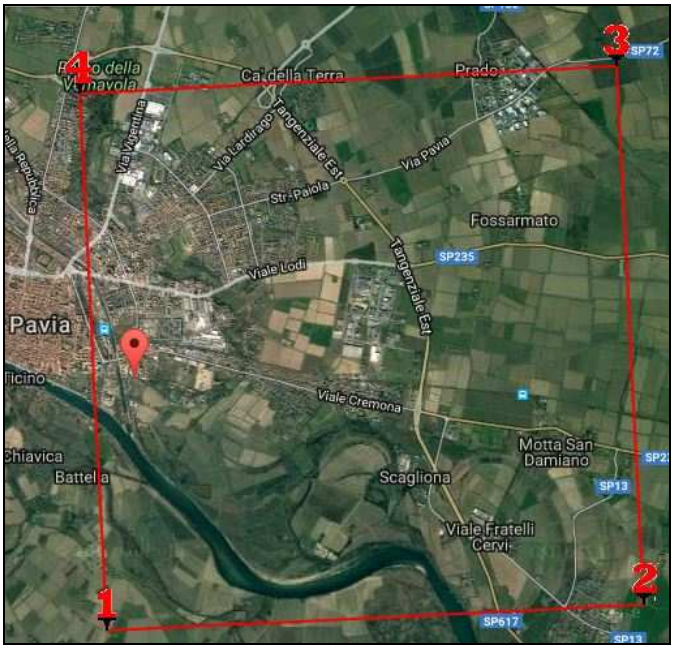


Figura 8 Vertici della maglia riferimento dei valori dello spettro di risposta elastico.

12. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione illustra e commenta i risultati delle indagini geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche, geotecniche e sismiche condotte a supporto del progetto di consolidamento della scuola materna Santa Teresa, ubicata a Pavia in Via San Giovanni Bosco, interessata da lesioni strutturali.

Gli studi in questione sono stati condotti allo scopo di definire, in dettaglio, le caratteristiche peculiari del sito di intervento con particolare riferimento all'assetto geologico, idrogeologico, litostratigrafico ed alla caratterizzazione geotecnica del substrato.

I dati raccolti mostrano come nel sottosuolo dell'area investigata sia presente un orizzonte di riporto, costituito da sabbia media e fine, localmente ghiaioso-limosa, mista a frammenti di laterizi, caratterizzato da uno spessore di circa 6,80 m.
Più in profondità sono state intercettate litologie prevalentemente sabbiose, con locali intervalli limoso sabbiosi ed anche torbosi, che diventano più grossolane a partire dalla profondità di circa 11,70 m dal piano di campagna fino a fondo foro (-15 m dal p.c.).
Per la descrizione di dettaglio dei suddetti orizzonti e la definizione delle loro proprietà geomeccaniche, si rimanda al modello geologico-geotecnico riportato nel Paragrafo 8.1.

Tale modello consente di ipotizzare le cause delle lesioni presenti nell'edificio riconducendole a cedimenti avvenuti negli strati compressibili individuati, con particolare riferimento all'orizzonte limoso e torboso presente tra 8,55 e 9,45 metri, sul quale molto probabilmente sono stati trasferiti i carichi strutturali attraverso i pali di fondazione utilizzati per attraversare lo strato di riporto.

I rilievi freatimetrici condotti in corrispondenza del piezometro hanno intercettato la superficie piezometrica della prima falda ad una profondità di circa 8 m rispetto alla quota del piano di campagna. È importante sottolineare che il vigente P.G.T. comunale segnala la possibilità che si verifichino locali allagamenti connessi a rigurgiti di scarichi (o del reticolo idrico) ed anomali innalzamenti della falda in concomitanza di piene gravose e/o di eventi meteorici particolarmente intensi.

Tuttavia le eventuali escursioni della falda non condizionano le conclusioni del presente studio che come detto non prevede l'esecuzione di scavi o strutture interrate diverse dagli interventi di consolidamento che considereranno in ogni caso la presenza di terreni saturi.

In funzione dei dati raccolti durante le fasi investigative propedeutiche alla stesura dello studio geologico del vigente P.G.T. comunale, l'area di intervento è stata inserita in classe di fattibilità 3, ovvero: *fattibilità con consistenti limitazioni* (Tavola 10.1, Carta di fattibilità geologica).

Questa classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, che in questo consistono nella presenza di riporti, nella bassa soggiacenza della falda e nella possibilità che si verifichino locali allagamenti con le modalità precedentemente descritte.

Per quanto concerne gli aspetti sismici l'area di intervento, ai sensi della D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014, entrata in vigore con la D.g.r. n. X/5001 del 30/03/2016, è

compresa nella zona 3. In base ai risultati delle indagini sismiche (MASW) ed in funzione dei riscontri positivi ottenuti dall'analisi sismica di secondo livello, il sottosuolo dell'area investigata è riconducibile alla Categoria C.

Nel Paragrafo 11.1 sono riportati i parametri sismici sito-specifici relativi alle condizioni stratigrafiche, all'assetto morfologico dei luoghi ed alla tipologia delle opere in progetto.

In relazione alla presenza di sabbie sotto falda nel sottosuolo dell'ambito areale oggetto del presente studio, è stata effettuata la verifica della magnitudo attesa utilizzando il criterio della disaggregazione (vedi Paragrafo 10.1). Tali elaborazioni hanno prodotto un valore di magnitudo pari a 4,830 e, di conseguenza, in base alla vigente normativa in materia la verifica della liquefazione può essere omessa.

I previsti interventi di consolidamento dovranno essere progettati ed eseguiti nel rispetto della vigente normativa sismica, sia nazionale sia regionale, facendo riferimento ai parametri geologico-geotecnici e sismici riportati nella presente.

Il quadro stratigrafico e geotecnico emerso indica la necessità di evitare il trasferimento di carichi sugli strati compressibili individuati oppure di procedere al loro preventivo consolidamento.

Esperienze analoghe condotte dallo scrivente fanno ritenere che una possibile soluzione, tenuto conto anche del contesto urbano e morfologico in cui si trova il sito, sia la realizzazione di micropali di fondazione, opportunamente resi solidali con la struttura nella porzione lesionata, spinti ad almeno 12 m dall'attuale piano del marciapiede in modo da oltrepassare il livello torboso ed intestarsi nell'orizzonte sabbioso ghiaioso dotato di caratteristiche geotecniche soddisfacenti per lo scopo.

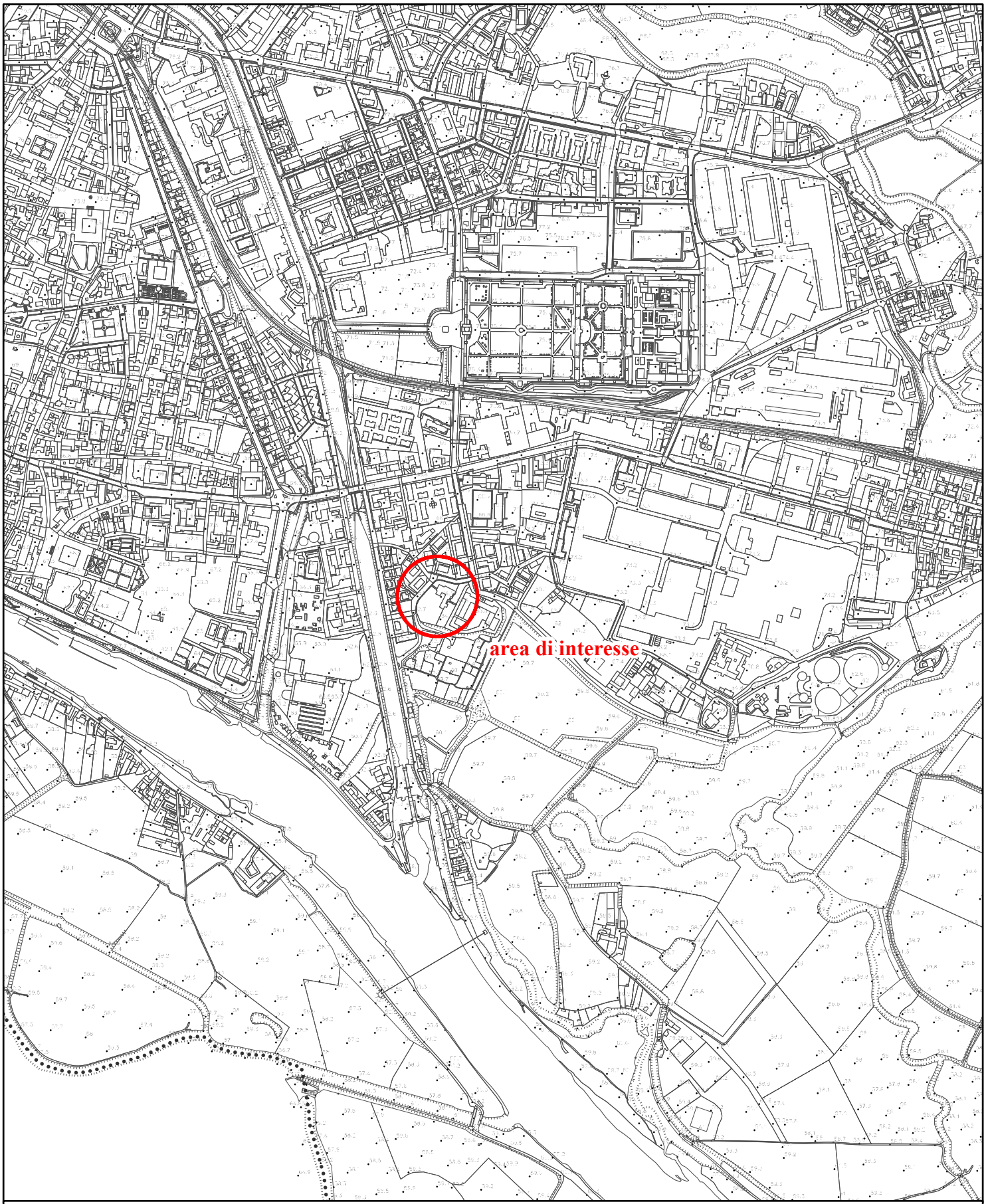
Si rimane in ogni caso a disposizione del progettista strutturale per approfondire gli aspetti trattati nel presente documento per giungere alla definitiva progettazione degli interventi necessari.

Pavia, settembre 2016

Dott. Geol. Giancarlo Villani



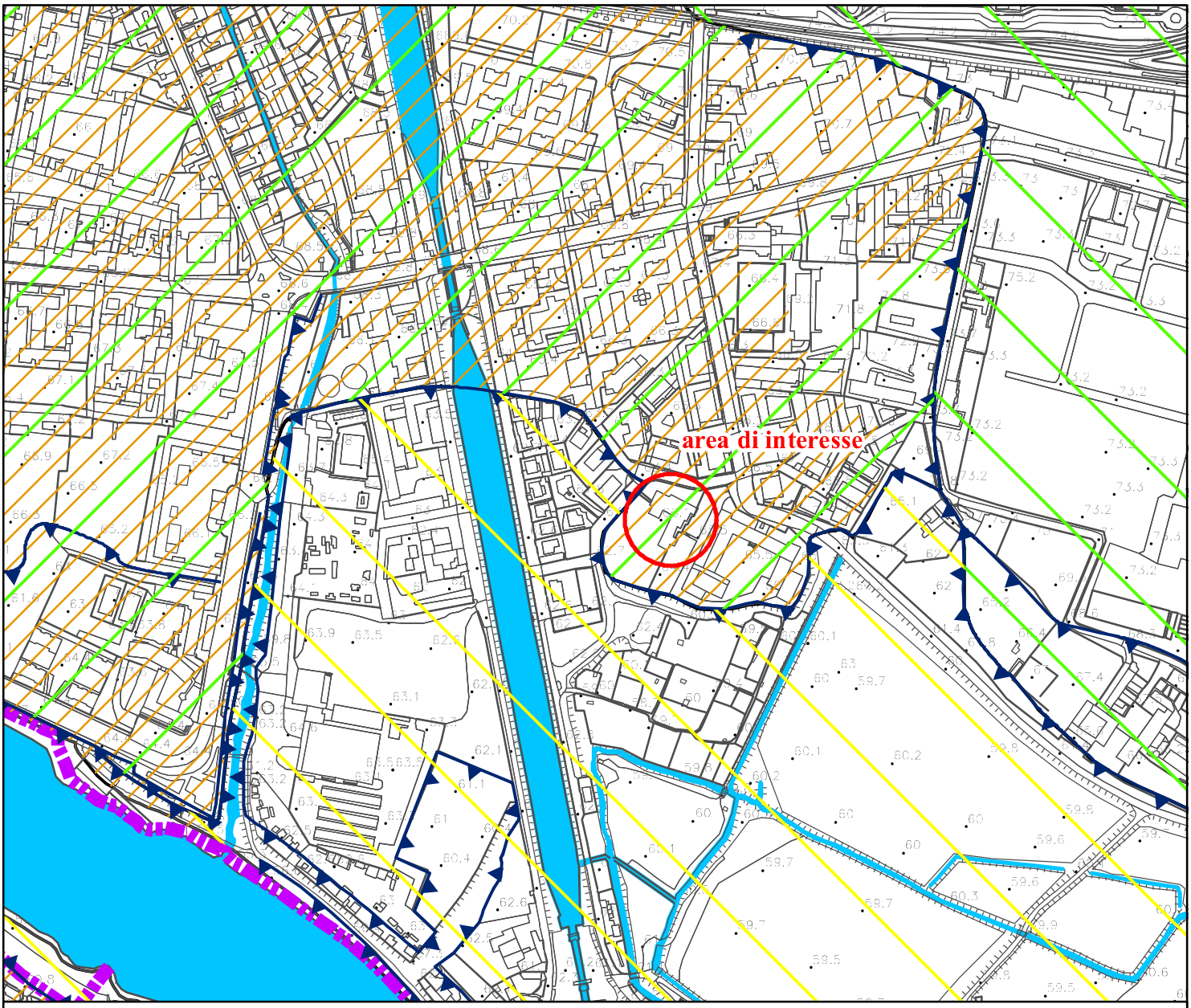
TAVOLE



INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLA SCUOLA DI INFANZIA SANTA TERESA
UBICATA A PAVIA IN VIA SAN GIOVANNI BOSCO

COROGRAFIA

	TAVOLA 1	Il tecnico:
	Scala 1:10.000	Dott. Geol. Giancarlo Villani



Alluvioni recenti.

A | B

Ripiani impostati su depositi alluvionali antichi (A = ripiano inferiore o delle “Alluvioni Antiche”, sopraelevato di 8 - 16 m rispetto all'alveo attivo del F. Ticino (ivi comprese le zone attualmente con quote confrontabili a tale ripiano in quanto interessate da riporti antropici effettuati su ex ripiani delle alluvioni recenti); B = ripiano superiore o del “Fluviale Recente”, sopraelevato da 2 a 8 m rispetto al ripiano A). Litologia prevalente: sabbie, con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e con orizzonti limoso - argillosi. La successione risulta parzialmente alterata (ferrettizzata) nella porzione superiore. Sono ricoperti da suoli alluvionali limosi e limoso - sabbiosi, localmente dotati di abbondante scheletro sabbioso e talora ghiaioso, generalmente superiori ai 50 cm.

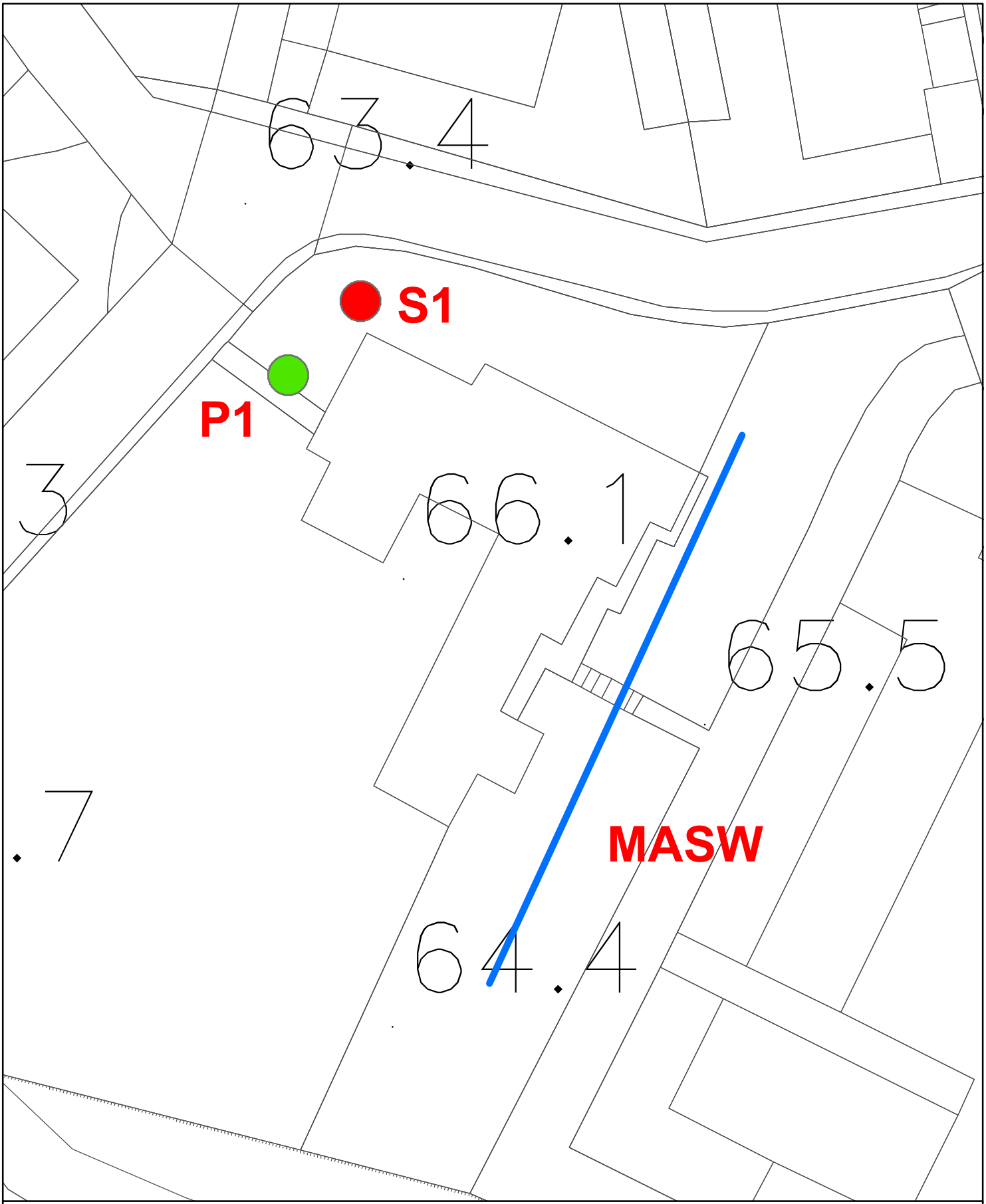
Perimetrazione indicativa di aree interessate da riporti di varia entità, costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc..

Orlo delle principali scarpate di terrazzo, localmente ad andamento più o meno artificializzato e/o rotture di pendenza, naturali o artificiali (fronti di scavo o di riporto) che in genere delimitano differenti unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche.

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLA SCUOLA DI INFANZIA SANTA TERESA UBICATA A PAVIA IN VIA SAN GIOVANNI BOSCO

CARTA GEOLOGICA

	TAVOLA 2	Il tecnico:
	Scala 1:5.000	Dott. Geol.Giancarlo Villani



INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLA SCUOLA DI INFANZIA SANTA TERESA
UBICATA A PAVIA IN VIA SAN GIOVANNI BOSCO

UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE

	TAVOLA 3	Il tecnico:
	Scala 1:500	Dott. Geol. Giancarlo Villani

ALLEGATO 1
PROVA PENETROMETRICA STATICA (C.P.T.)

GEOSER S.r.l.
Via Basilicata 11 - Pavia

www.geoser.com

Committente: Comune di Pavia

Attrezzatura: Penetrometro Pagani TG 73-100

Località: Scuola Materna S.Teresa - Via Don Bosco - Pavia

Data: 01.08.16

Quota(m): p.c.

Sigla: CPT\1

Note: Prova Penetrometrica Statica

Tabulato della prova

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
0,6	20	35	20	0,87		4,35
0,8	72	85	72	1,4		1,94
1	99	120	99	2,47		2,49
1,2	85	122	85	1,93		2,27
1,4	170	199	170	2,93		1,72
1,6	180	224	180	4,47		2,48
1,8	130	197	130	2,47		1,9
2	60	97	60	0,67		1,12
2,2	32	42	32	0,4		1,25
2,4	25	31	25	0,67		2,68
2,6	15	25	15	1,13		7,53
2,8	20	37	20	0,6		3
3	43	52	43	1,27		2,95
3,2	85	104	85	1,2		1,41
3,4	75	93	75	0,73		0,97
3,6	60	71	60	0,87		1,45
3,8	46	59	46	2,4		5,22
4	101	137	101	1,87		1,85
4,2	110	138	110	1,2		1,09
4,4	97	115	97	1,47		1,52
4,6	70	92	70	1,6		2,29
4,8	45	69	45	0,93		2,07
5	70	84	70	1,4		2
5,2	42	63	42	0,93		2,21
5,4	44	58	44	1,93		4,39
5,6	67	96	67	1,27		1,9
5,8	56	75	56	0,8		1,43
6	78	90	78	1		1,28
6,2	45	60	45	1,93		4,29
6,4	30	59	30	1,6		5,33
6,6	96	120	96	0,73		0,76
6,8	40	51	40	0,87		2,18
7	12	25	12	0,27		2,25
7,2	7	11	7	0,2		2,86
7,4	5	8	5	0,2		4
7,6	8	11	8	0,13		1,62
7,8	6	8	6	0,67		11,17
8	10	20	10	0,73		7,3
8,2	10	21	10	1		10
8,4	120	135	120	2,07		1,72
8,6	140	171	140	2,07		1,48
8,8	36	67	36	1,2		3,33
9	10	28	10	0,73		7,3
9,2	16	27	16	1,2		7,5
9,4	20	38	20	1,13		5,65
9,6	15	32	15	0,67		4,47

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	Rp+Rl (kg/cmq)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	u (kg/cmq)	fs/qc%
9,8	15	25	15	1,4		9,33
10	15	36	15	1,27		8,47
10,2	44	63	44	1,07		2,43
10,4	41	57	41	1,27		3,1
10,6	29	48	29	1,33		4,59
10,8	26	46	26	1,2		4,62
11	30	48	30	0,93		3,1
11,2	31	45	31	0,67		2,16
11,4	57	67	57	2,07		3,63
11,6	30	61	30	1,67		5,57
11,8	71	96	71	3,13		4,41
12	250	297	250	10,13		4,05
12,2	250	402	250	4		1,6
12,4	265	325	265	1,87		0,71
12,6	115	143	115	2,87		2,5
12,8	72	115	72	2,73		3,79
13	80	121	80	2,8		3,5
13,2	75	117	75	2,53		3,37
13,4	60	98	60	1,73		2,88
13,6	115	141	115	1,6		1,39
13,8	128	152	128	2,33		1,82
14	136	171	136	2		1,47
14,2	98	128	98	1,2		1,22
14,4	101	119	101	1,2		1,19
14,6	97	115	97	1,8		1,86
14,8	121	148	121	1,8		1,49

GEOSER S.r.l.
Via Basilicata 11 - Pavia
www.geoser.com

Committente: Comune di Pavia

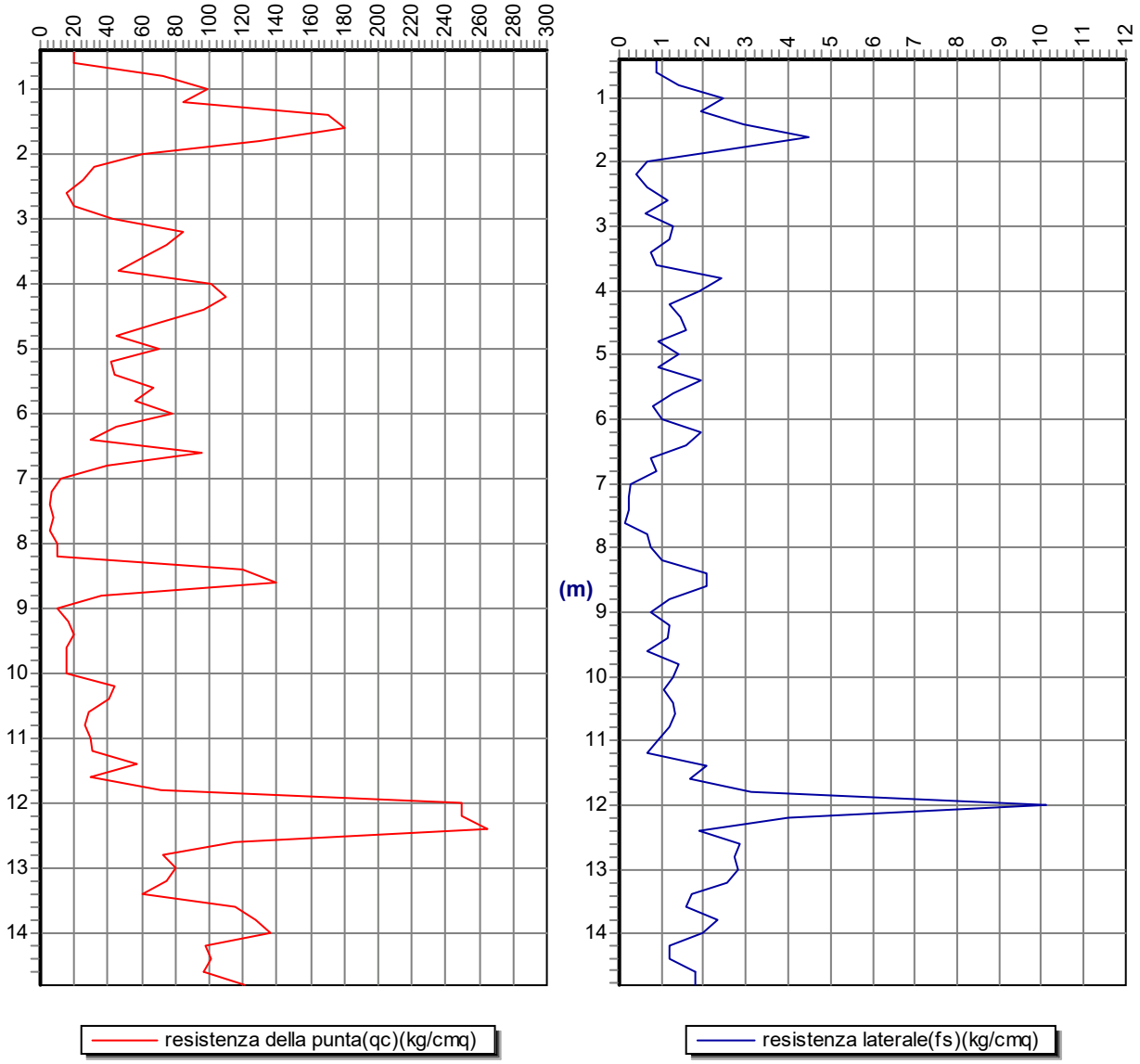
Località: Scuola Materna S.Teresa - Via Don Bosco - Pavia

Data: 01.08.16 Attrezzatura: Penetrometro Pagani TG 73-100

Note: Prova Penetrometrica Statica

Quota(m): p.c. Sigla: CPT\1

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 8,05

GEOSER S.r.l.
Via Basilicata 11 - Pavia
www.geoser.com

Committente: Comune di Pavia

Attrezzatura: Penetrometro Pagani TG 73-100

Località: Scuola Materna S.Teresa - Via Don Bosco - Pavia

Data: 01.08.16

Quota(m): p.c.

Sigla: CPT\1

Note: Prova Penetrometrica Statica

Stratigrafia

qc = resistenza alla punta fs = attrito laterale specifico

Lunghezza della prova (m):	*14,8*	*Profondità di partenza (m):*	*0,6*
Profondità della falda (m):	*8,05*	*Passo di lettura (cm):*	*20*
Area della punta (cmq):	*10*	*Area del manicotto (cmq):*	*150*
Costante strumentale:	*10*	*Tipo di penetrometro:*	*a punta meccanica*
Fattore a (piezocono):	*0,5*	*Fattore b (piezocono):*	*0,00726*

Prof. (m)	*qc (kg/cmq)*	*fs (kg/cmq)*	*Descrizione litologica*
0,6	20	0,87	Sabbia
0,8	72	1,4	Sabbia
1	99	2,47	Sabbia
1,2	85	1,93	Sabbia
1,4	170	2,93	Sabbia
1,6	180	4,47	Sabbia
1,8	130	2,47	Sabbia
2	60	0,67	Sabbia
2,2	32	0,4	Sabbia
2,4	25	0,67	Sabbia
2,6	15	1,13	Sabbia
2,8	20	0,6	Sabbia
3	43	1,27	Sabbia
3,2	85	1,2	Sabbia
3,4	75	0,73	Sabbia
3,6	60	0,87	Sabbia
3,8	46	2,4	Sabbia ghiaiosa
4	101	1,87	Sabbia ghiaiosa
4,2	110	1,2	Sabbia ghiaiosa
4,4	97	1,47	Sabbia ghiaiosa
4,6	70	1,6	Sabbia ghiaiosa
4,8	45	0,93	Sabbia ghiaiosa
5	70	1,4	Sabbia ghiaiosa
5,2	42	0,93	Sabbia ghiaiosa
5,4	44	1,93	Sabbia ghiaiosa

Prof. (m)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	Descrizione litologica
5,6	67	1,27	Sabbia ghiaiosa
5,8	56	0,8	Sabbia ghiaiosa
6	78	1	Sabbia ghiaiosa
6,2	45	1,93	Sabbia ghiaiosa
6,4	30	1,6	Sabbia ghiaiosa
6,6	96	0,73	Sabbia ghiaiosa
6,8	40	0,87	Sabbia ghiaiosa
7	12	0,27	Sabbia e limo
7,2	7	0,2	Sabbia e limo
7,4	5	0,2	Sabbia
7,6	8	0,13	Sabbia
7,8	6	0,67	Sabbia
8	10	0,73	Sabbia
8,2	10	1	Sabbia
8,4	120	2,07	Sabbia
8,6	140	2,07	Sabbia e limo
8,8	36	1,2	Torba
9	10	0,73	Torba
9,2	16	1,2	Torba
9,4	20	1,13	Torba
9,6	15	0,67	Sabbia
9,8	15	1,4	Sabbia
10	15	1,27	Sabbia
10,2	44	1,07	Sabbia
10,4	41	1,27	Sabbia
10,6	29	1,33	Sabbia
10,8	26	1,2	Sabbia
11	30	0,93	Sabbia
11,2	31	0,67	Sabbia
11,4	57	2,07	Sabbia
11,6	30	1,67	Sabbia
11,8	71	3,13	Sabbia
12	250	10,13	Sabbia
12,2	250	4	Sabbia ghiaiosa
12,4	265	1,87	Sabbia ghiaiosa
12,6	115	2,87	Sabbia ghiaiosa
12,8	72	2,73	Sabbia ghiaiosa
13	80	2,8	Sabbia ghiaiosa
13,2	75	2,53	Sabbia ghiaiosa
13,4	60	1,73	Sabbia ghiaiosa
13,6	115	1,6	Sabbia ghiaiosa
13,8	128	2,33	Sabbia ghiaiosa
14	136	2	Sabbia ghiaiosa
14,2	98	1,2	Sabbia ghiaiosa
14,4	101	1,2	Sabbia ghiaiosa
14,6	97	1,8	Sabbia ghiaiosa
14,8	121	1,8	Sabbia ghiaiosa

GEOSER S.r.l.
Via Basilicata 11 - Pavia
www.geoser.com

Committente: Comune di Pavia Attrezzatura: Penetrometro Pagani TG 73-100

Località: Scuola Materna S.Teresa - Via Don Bosco - Pavia Data: 01.08.16 Quota(m): p.c. Sigla: CPT\1

Note: Prova Penetrometrica Statica

Parametri geotecnici

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
0,6	5,9E-10	0,02		2,01			1,053	34	2,03	175		0,09
0,8	6E-6		36	2,16	85	180				382	72	0,13
1	7E-7		38	2,16	85	248				464	73	0,18
1,2	1,7E-6		37	2,16	85	213				423	73	0,22
1,4	1,4E-5		40	2,16	85	425				646	76	0,26
1,6	6,8E-7		40	2,16	85	450				669	77	0,31
1,8	7E-6		39	2,16	85	325				548	76	0,35
2	0,00014		35	2,09	77	150				342	68	0,39
2,2	8,6E-5		33	1,93	53	80				233	48	0,43
2,4	3,7E-7		31	1,87	43	63				200	40	0,47
2,6	1,9E-15	0,06		1,99			0,947	53	0,47	146		0,51
2,8	1,1E-7		30	1,8	31	50				175	32	0,55
3	1,2E-7		34	1,95	56	108				279	53	0,58
3,2	4,6E-5		37	2,1	78	213				423	72	0,63
3,4	0,00025		36	2,06	72	188				392	68	0,67
3,6	4E-5		35	1,99	63	150				342	60	0,71

Profondità della falda (m): 8,05

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
3,8	1,4E-11	0,05		2,2			2,394	78	3,15	290		0,75
4	8,5E-6		38	2,1	78	253				470	75	0,79
4,2	0,00016		38	2,12	80	275				495	77	0,83
4,4	3,1E-5		38	2,07	74	243				458	72	0,88
4,6	1,6E-6		36	1,99	62	175				375	62	0,92
4,8	3,8E-6		34	1,89	46	113				287	49	0,96
5	4,9E-6		36	1,97	60	175				375	62	0,99
5,2	2,2E-6		34	1,86	41	105				275	46	1,03
5,4	4,3E-10	0,06		2,18			2,271	75	14,44	283		1,07
5,6	7,3E-6		36	1,95	56	168				366	60	1,11
5,8	4,4E-5		35	1,9	49	140				328	54	1,15
6	7,6E-5		37	1,97	59	195				401	63	1,19
6,2	6,4E-10	0,06		2,19			2,316	77	12,44	287		1,23
6,4	1,1E-11	0,07		2,09			1,52	51	7,04	224		1,28
6,6	0,00056		37	2	64	240				455	69	1,32
6,8	2,5E-6		34	1,81	33	100				267	43	1,35
7	1,9E-6		28	1,73	15	30				128	29	1,39
7,2	1,9E-7		26	1,73	15	18				92	29	1,42
7,4	2,5E-9	0,12		1,62			0,187	25	0,43	75		1,46
7,6	2,1E-5		26	1,73	15	20				100	30	1,49
7,8	1,3E-21	0,11		1,72			0,292	30	0,72	84		1,53
8	6,1E-15	0,1		1,87			0,552	35	1,54	114		1,56
8,2	9,9E-20	0,1		1,87			0,549	35	1,49	114		1,59
8,4	1,4E-5		38	2,17	67	300				522	76	1,61

Profondità della falda (m): 8,05

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
8,6	3,6E-5		39	2,19	72	350				573	81	1,64
8,8	2,9E-8	0,07		2,13			1,817	61	6,33	250		1,66
9	6,1E-15	0,1		1,86			0,544	35	1,38	114		1,68
9,2	2,1E-15	0,09		1,98			0,935	56	2,68	152		1,7
9,4	3,5E-12	0,09		1,99			0,967	34	2,75	175		1,72
9,6	3,8E-10	0,09		1,92			0,702	53	1,82	146		1,74
9,8	1E-18	0,09		1,97			0,865	53	2,33	146		1,76
10	4E-17	0,09		1,97			0,864	53	2,3	146		1,78
10,2	9,4E-7		34	2	30	110				283	46	1,8
10,4	7,2E-8		34	1,99	27	103				271	44	1,82
10,6	2,2E-10	0,08		2,08			1,437	49	4,16	219		1,84
10,8	2E-10	0,08		2,05			1,277	44	3,54	205		1,86
11	7,2E-8		32	1,94	15	75				224	35	1,88
11,2	2,7E-6		32	1,95	16	78				228	36	1,9
11,4	8,4E-9	0,06		2,24			2,914	97	9,53	331		1,92
11,6	4,2E-12	0,08		2,09			1,485	51	4,04	224		1,94
11,8	3,3E-10	0,06		2,29			3,653	121	12,27	379		1,97
12	6E-10	0,03		2,58			13,122	425	59,58	817		2
12,2	2,2E-5		42	2,27	85	625				817	100	2,02
12,4	0,00068		42	2,27	85	663				847	101	2,05
12,6	6,9E-7		38	2,13	59	288				508	75	2,07
12,8	4,2E-9	0,06		2,29			3,699	122	11,5	382		2,1
13	1,3E-8	0,06		2,32			4,121	136	12,96	407		2,12
13,2	2,2E-8	0,06		2,3			3,855	128	11,74	392		2,15

Profondità della falda (m): 8,05

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

Prof. base (m)	k (m/s)	Cc	Phi (°)	gamma (t/mc)	Dr %	Ey (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)	Ed co. (kg/cmq)	O. C. R.	G0 (kg/cmq)	Ed in. (kg/cmq)	s' (kg/cmq)
13,4	1,6E-7		35	2,02	36	150				342	56	2,17
13,6	5E-5		38	2,12	58	288				508	76	2,19
13,8	9,5E-6		39	2,14	61	320				543	79	2,22
14	3,7E-5		39	2,15	63	340				563	81	2,24
14,2	9,5E-5		38	2,09	52	245				461	71	2,26
14,4	0,00011		38	2,09	52	253				470	71	2,28
14,6	8,4E-6		38	2,09	51	243				458	71	2,31
14,8	3,4E-5		39	2,12	58	303				524	77	2,33

Profondità della falda (m): 8,05

LEGENDA: k=permeabilità; Cc=indice di consolidazione; Phi=angolo di resistenza al taglio; gamma=peso di volume naturale; Dr=densità relativa; Ey=modulo di Young; OCR=rapporto di sovraconsolidazione; G0=modulo di taglio per basse deformazioni; Ed=modulo edometrico; s'=pressione efficace a metà strato.

ALLEGATO 2
LITOSTRATIGRAFIA CAROTAGGIO
E
PROVE S.P.T IN FORO

GEOSER S.r.l.
Via Basilicata 11
27100 Pavia
info@geoser.com

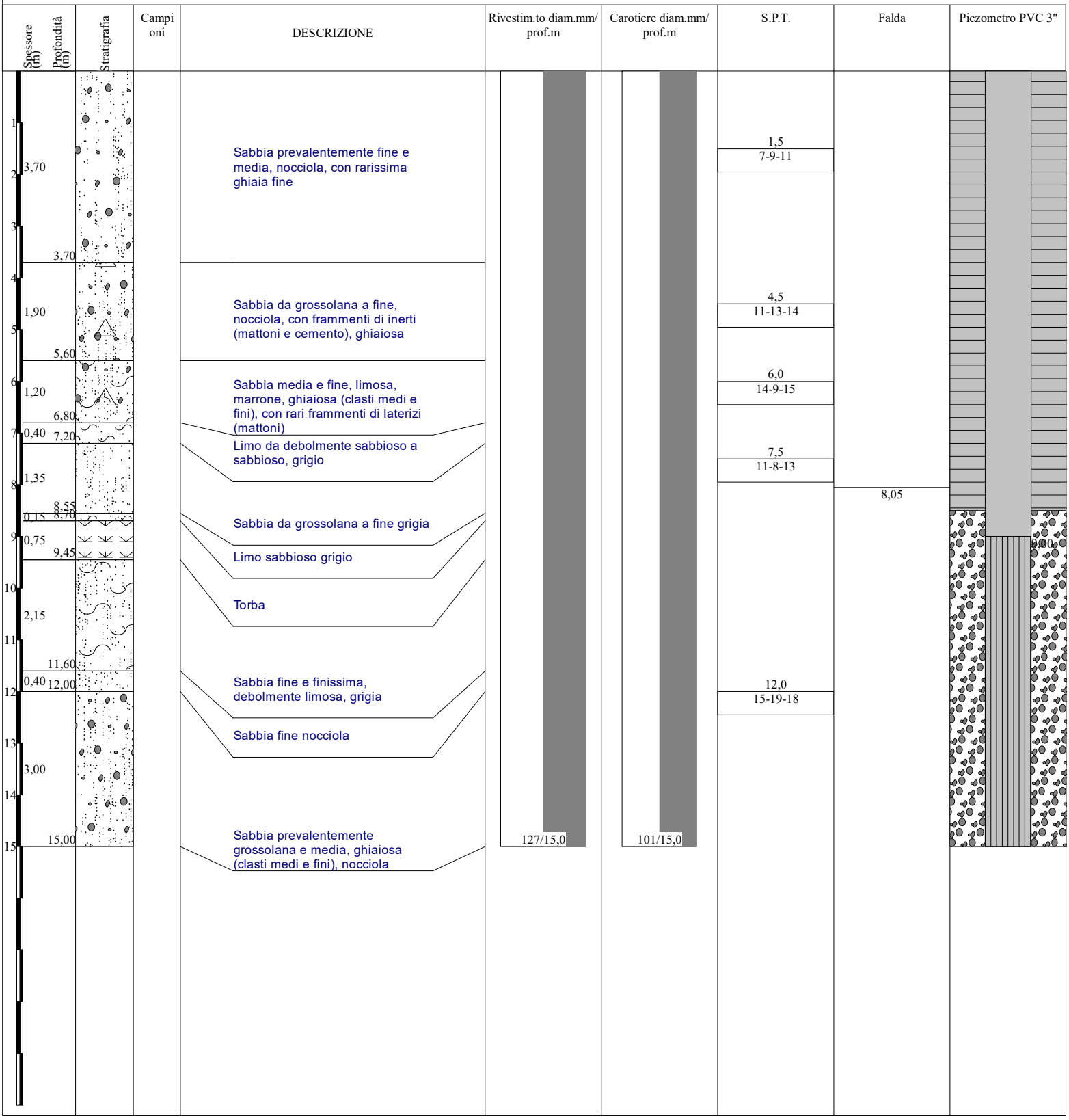
Committente: Comune di Pavia

Località: Scuola Materna Santa Teresa - Via Don Bosco - Pavia

Data inizio/fine: 01.08.16/02.08.16

Attrezzatura: Boart Longyear Delta Base 510 — Quota del p.c. s.l.m.(m): -

Lunghezza perforazione (m): 15,0 — Scala 1:100 — Sigla: S1



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA CAROTAGGIO S1



Cassa n. 1 – da 0,00 m a 5,00 m dal piano di campagna



Cassa n. 2 – da 5,00 m a 10,00 m dal piano di campagna



Cassa n. 3 – da 10,00 m a 15,00 m dal piano di campagna



Postazione sondaggio S1

PROVE S.P.T. IN FORO

Committente: Comune di Pavia
Cantiere: Scuola materna Santa Teresa
Località: Via San Giovanni Bosco - Pavia

STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

MAGIO DI ACCIAIO



Caratteristiche Tecniche-Strumentali prove S.P.T. in foro:

Rif. Norme	DIN4094
Peso Massa battente	63,5 kg
Altezza di caduta libera	0,76 m
Peso sistema di battuta	4,20 kg
Diametro punta conica	50,46 mm
Area di base punta	20 cm²
Avanzamento punta	0,30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. di correlazione	1
Rivestimento	Si

CAROTAGGIO S1

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
Prova eseguita in data 01/08/2016
Falda rilevata -8.05 m dal p.c.

S.P.T. n.	Profondità (m)	Nr. Colpi
S.P.T. 1	1.65	7
S.P.T. 1	1.80	9
S.P.T. 1	1.95	11
S.P.T. 2	4.65	11
S.P.T. 2	4.80	13
S.P.T. 2	4.95	14
S.P.T. 3	6.15	14
S.P.T. 3	6.30	9
S.P.T. 3	6.45	15
S.P.T. 4	7.65	11
S.P.T. 4	7.80	8
S.P.T. 4	7.95	13
S.P.T. 5	12.15	15
S.P.T. 5	12.30	19
S.P.T. 5	12.45	18

PARAMETRI GEOTECNICI PROVE S.P.T. IN FORO

Densità relativa

S.P.T. n.	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Densità relativa (%)
S.P.T. 1	20	1.50-1.95	Gibbs & Holtz 1957	54.75
S.P.T. 2	27	4.50-4.95	Gibbs & Holtz 1957	54.9
S.P.T. 3	24	6.00-6.45	Gibbs & Holtz 1957	46.77
S.P.T. 4	21	7.50-7.95	Gibbs & Holtz 1957	40.87
S.P.T. 5	37	12.00-12.45	Gibbs & Holtz 1957	51.23

Angolo di resistenza al taglio

S.P.T. n.	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
S.P.T. 1	20	1.50-1.95	Sowers (1961)	33.60
S.P.T. 2	27	4.50-4.95	Sowers (1961)	35.56
S.P.T. 3	24	6.00-6.45	Sowers (1961)	34.72
S.P.T. 4	21	7.50-7.95	Sowers (1961)	33.88
S.P.T. 5	37	12.00-12.45	Sowers (1961)	35.28

Modulo di Young

S.P.T. n.	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Modulo di Young (kg/cm²)
S.P.T. 1	20	1.50-1.95	Bowles (1982) Sabbia Media	175.00
S.P.T. 2	27	4.50-4.95	Bowles (1982) Sabbia Media	210.00
S.P.T. 3	24	6.00-6.45	Bowles (1982) Sabbia Media	195.00
S.P.T. 4	21	7.50-7.95	Bowles (1982) Sabbia Media	180.00
S.P.T. 5	37	12.00-12.45	Bowles (1982) Sabbia Media	205.00

Modulo Edometrico

S.P.T. n.	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Modulo Edometrico (kg/cm²)
S.P.T. 1	20	1.50-1.95	Begemann (1974)	68.55
S.P.T. 2	27	4.50-4.95	Begemann (1974)	82.92
S.P.T. 3	24	6.00-6.45	Begemann (1974)	76.76
S.P.T. 4	21	7.50-7.95	Begemann (1974)	70.60
S.P.T. 5	37	12.00-12.45	Begemann (1974)	80.87

Classificazione AGI

S.P.T. n.	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
S.P.T. 1	20	1.50-1.95	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
S.P.T. 2	27	4.50-4.95	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
S.P.T. 3	24	6.00-6.45	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
S.P.T. 4	21	7.50-7.95	A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
S.P.T. 5	37	12.00-12.45	A.G.I	ADDENSATO

Peso unità di volume

S.P.T. n.	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
S.P.T. 1	20	1.50-1.95	Meyerhof ed altri	1.99
S.P.T. 2	27	4.50-4.95	Meyerhof ed altri	2.10
S.P.T. 3	24	6.00-6.45	Meyerhof ed altri	2.06
S.P.T. 4	21	7.50-7.95	Meyerhof ed altri	2.01
S.P.T. 5	37	12.00-12.45	Meyerhof ed altri	2.09

Peso unità di volume saturo

S.P.T. n.	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m³)
S.P.T. 5	37	12.00-12.45	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.02

Modulo di Poisson

S.P.T. n.	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
S.P.T. 1	20	1.50-1.95	(A.G.I.)	0.31
S.P.T. 2	27	4.50-4.95	(A.G.I.)	0.30
S.P.T. 3	24	6.00-6.45	(A.G.I.)	0.31
S.P.T. 4	21	7.50-7.95	(A.G.I.)	0.31
S.P.T. 5	37	12.00-12.45	(A.G.I.)	0.30

Modulo di deformazione a taglio dinamico

S.P.T. n.	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	G (kg/cm²)
S.P.T. 1	20	1.50-1.95	Ohsaki	1086.13
S.P.T. 2	27	4.50-4.95	Ohsaki	1440.11
S.P.T. 3	24	6.00-6.45	Ohsaki	1289.18
S.P.T. 4	21	7.50-7.95	Ohsaki	1137.10
S.P.T. 5	37	12.00-12.45	Ohsaki	1389.92

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

S.P.T. n.	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	K0 (kg/cm^3)
S.P.T. 1	20	1.50-1.95	Navfac 1971-1982	4.05
S.P.T. 2	27	4.50-4.95	Navfac 1971-1982	5.18
S.P.T. 3	24	6.00-6.45	Navfac 1971-1982	4.72
S.P.T. 4	21	7.50-7.95	Navfac 1971-1982	4.22
S.P.T. 5	37	12.00-12.45	Navfac 1971-1982	5.03

Comune PAVIA

Provincia PAVIA

Committente **RISO SCOTTI S.p.A.**

Oggetto **Progetto di nuove strutture in Comune di Pavia: RELAZIONE GEOLOGICA e GEOTECNICA.**

Data 14 marzo 2017

Il Direttore Tecnico
dott. geol. Marco Daguati

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
MARCO DAGUATI
n° 807

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Sede operativa: via A. Diaz, 22 – 26845 Codogno (LO)
tel. (+39).0377.433021 - fax (+39).0377.402035
www.geolambda.eu – pec:geolambda@geolambda.viapec.it
e-mail: marco.daguati@geolambda.it

INDICE

PREMESSA 3

PARTE PRIMA: RELAZIONE GEOLOGICA 4

1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico 4

1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria 5

1.3 Inquadramento sismico 7

1.4 Pericolosità idraulica 8

1.5 Vincoli e fattibilità geologica delle azioni di piano 9

ALLEGATI 1 - 7 10

PARTE SECONDA: RELAZIONE SISMICA 18

2.1 Analisi sismica di secondo livello 19

2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica 22

2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione 24

PARTE TERZA: RELAZIONE GEOTECNICA 28

3.1 Indagine geotecnica: modalità esecutive e criteri interpretativi 28

3.2 Modello geotecnico di riferimento 33

3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione 37

3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive 45

ALLEGATO 8 – Ubicazione indagini geognostiche 46

PREMESSA

In seno al progetto di nuove strutture presso il proprio stabilimento in Comune di Pavia, RISO SCOTTI S.p.A. ha affidato alla scrivente Società l'incarico di definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni per un corretto dimensionamento delle strutture di fondazione ai sensi del D.M. 14.01.2008 e s.m.i. "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".

L'indagine geognostica si è avvalsa di una serie di prove penetrometriche, programmate sulla base della vigente normativa relativa alle indagini sui terreni e realizzate secondo quanto specificato nelle "Raccomandazioni sulla Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" a cura della Associazione Geotecnica Italiana (1977). È stata eseguita, inoltre, una specifica indagine geofisica per definire l'azione sismica di progetto.

L'area di intervento è ubicata ad una quota di circa 79 m s.l.m. e si sviluppa ai margini orientali della città di Pavia, come indicato nella seguente immagine.



Figura 1 - Ubicazione dell'area di intervento (tratta da: Google Earth).

PARTE PRIMA: RELAZIONE GEOLOGICA

1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

In un intorno significativo dell'area oggetto di intervento affiorano unicamente depositi continentali di origine fluviale e fluvioglaciale, i quali raggiungono spessori rilevanti e sono caratterizzati da condizioni di giacitura decisamente uniformi.

I depositi di substrato, di natura fluvioglaciale e datati al tardo-Pleistocene, formano il ripiano noto come Livello Fondamentale della Pianura, terrazzato a S sulle alluvioni recenti ed antiche del Fiume Ticino che occupano il fondo di una tipica "valle a cassetta" (*Allegato 1*). La scarpata morfologica che, con direzione WNW-ESE, terrazza i sedimenti pleistocenici sulle alluvioni oloceniche della valle del Ticino si sviluppa a distanza tale da non interferire con l'area in esame.

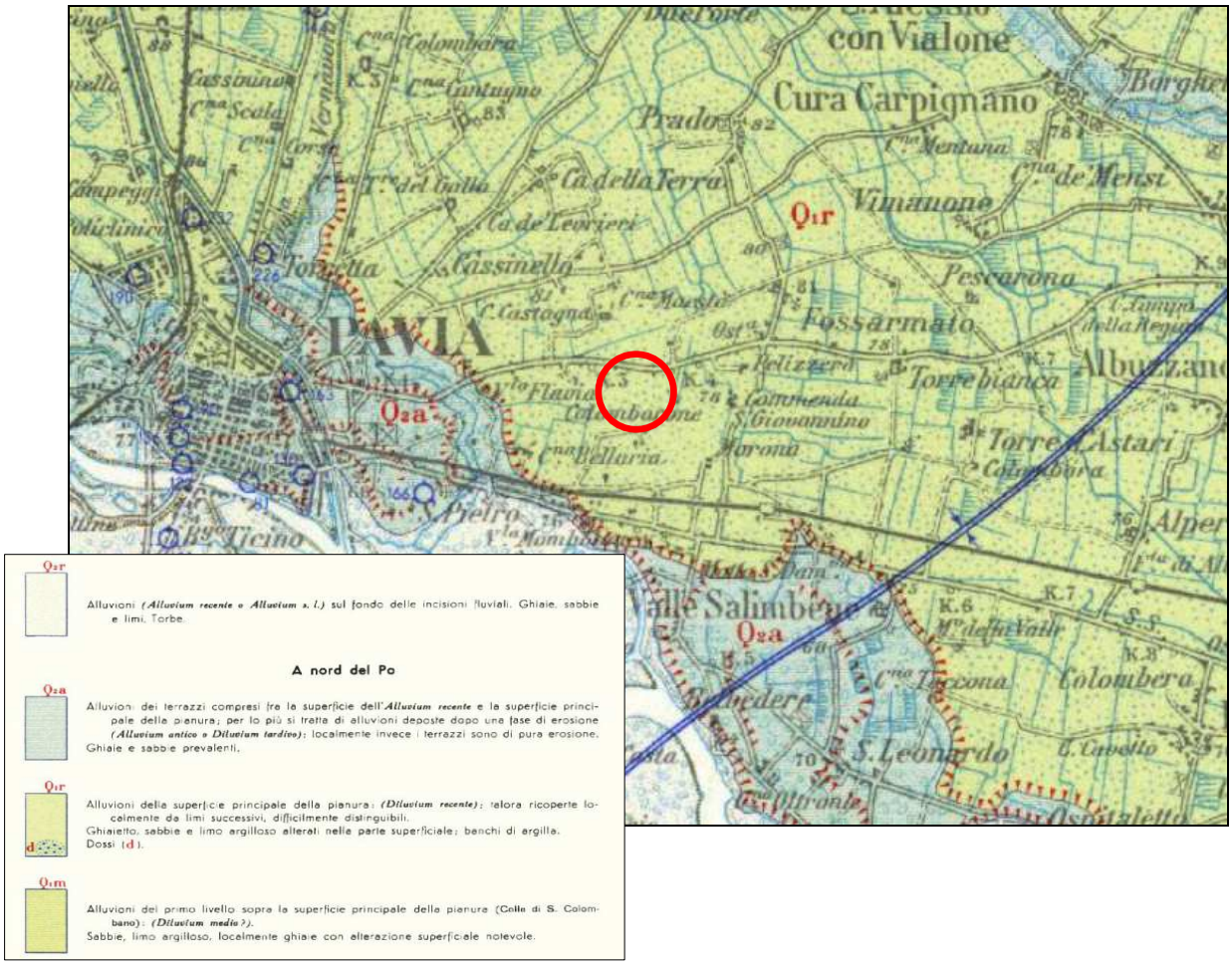


Figura 2 - Stralcio della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000), Foglio n. 59 "Pavia".

1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

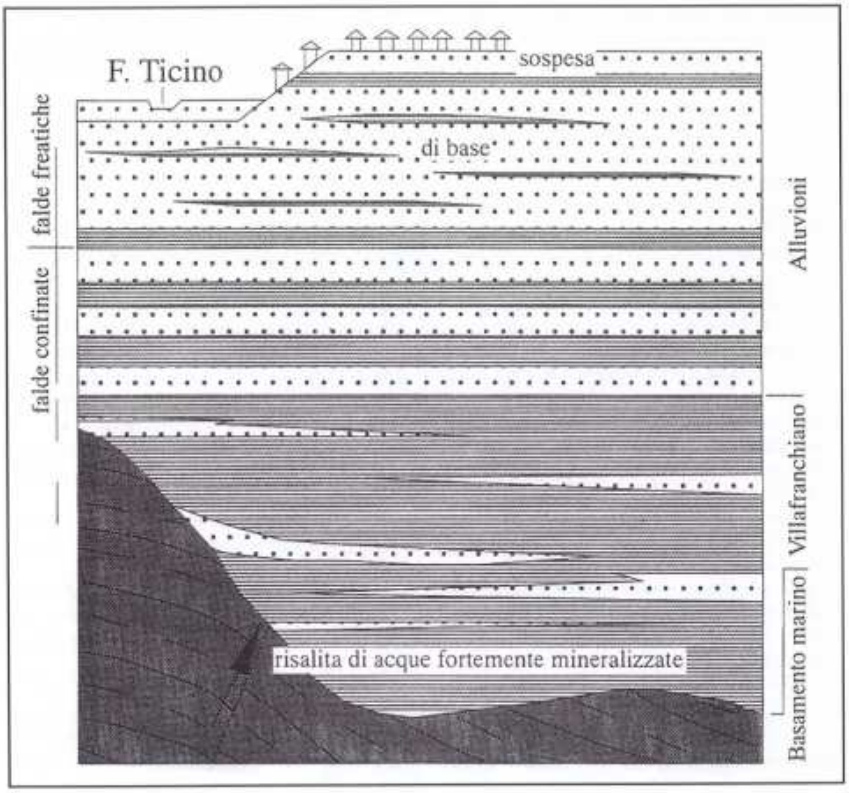
L'assetto geometrico-strutturale del sottosuolo di questo settore di pianura è assimilabile ad un materasso alluvionale in cui i corpi acquiferi, di natura prevalentemente sabbiosa, sono alternati a potenti successione impermeabili. A scala sovracomunale il complesso acquifero è di tipo "multifalda", all'interno del quale si riconoscono due circuiti separati:

1. un circuito superficiale, che assume caratteristiche da freatiche a localmente confinate (in presenza di terreni fini di copertura) e viene alimentato sia da monte, sia per infiltrazione diretta. La porzione più superficiale del materasso alluvionale è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi sabbiosi, non di rado miscelati in varia percentuale a ghiaietto, talora con intercalazioni di orizzonti argilloso-limosi. La presenza di tali orizzonti permette la formazione, anche stagionalmente, di orizzonti freatici sospesi che, in funzione dei locali assetti litostratigrafici, si posizionano a profondità varie, anche a pochi metri dal piano di campagna (*Figura 3 e Allegato 3*). Tali orizzonti, che traggono la propria alimentazione unicamente dalla locale infiltrazione superficiale, sono caratterizzati da un flusso idrico generalmente diretto verso S ma che, localmente, risulta condizionato dalla presenza delle principali incisioni vallive dei corsi d'acqua.

1. un circuito profondo (o confinato-artesiano), ospitato in orizzonti permeabili protetti al tetto da depositi impermeabili di significativo spessore ed estensione laterale; contrariamente a quello di superficie, nel circuito profondo il deflusso avviene solo in senso laterale con alimentazione da aree poste idrogeologicamente a monte.

Per quanto riguarda il deflusso idrico sotterraneo della falda superficiale, esso risente dell'effetto drenante esercitato principalmente dal fiume Ticino, assumendo una direzione di deflusso verso quadranti meridionali; localmente la falda risulta condizionata dalla presenza dei corsi d'acqua secondari (affluenti del Ticino) che svolgono una sensibile azione drenante.

Durante l'indagine in sito è stata rilevata acqua sotterranea a profondità compresa tra 7.50 e 8.5 m circa da piano campagna mentre lo studio geologico del PGT attesta la soggiacenza, sulla verticale dell'area di intervento, a circa 5 m da piano campagna (*Allegato 3*).



Schema idrogeologico delle unità presenti nel sottosuolo di Pavia; tratto da Pilla G. e Savarino R. (1998), op. cit..

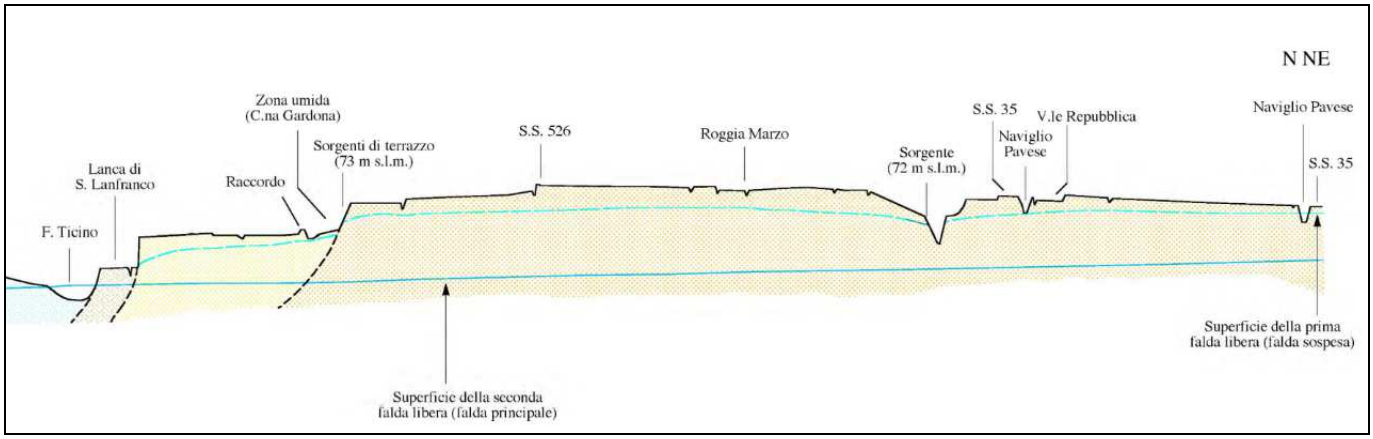


Figura 3 – Ricostruzione dell'assetto idrogeologico nel sottosuolo di Pavia.

1.3 Inquadramento sismico

Per quanto concerne le caratteristiche sismiche del territorio comunale, secondo la D.g.r. 11.07.2014 n. X/2129 della Regione Lombardia, il Comune di Pavia appartiene alla **zona sismica 3**.

Lo studio geologico del P.G.T. (in *Allegato 4* la "Carta della pericolosità sismica locale") individua, per l'area di intervento, uno scenario di pericolosità sismica locale Z4a *"Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi"* – Effetti attesi: amplificazioni litologiche e geometriche.

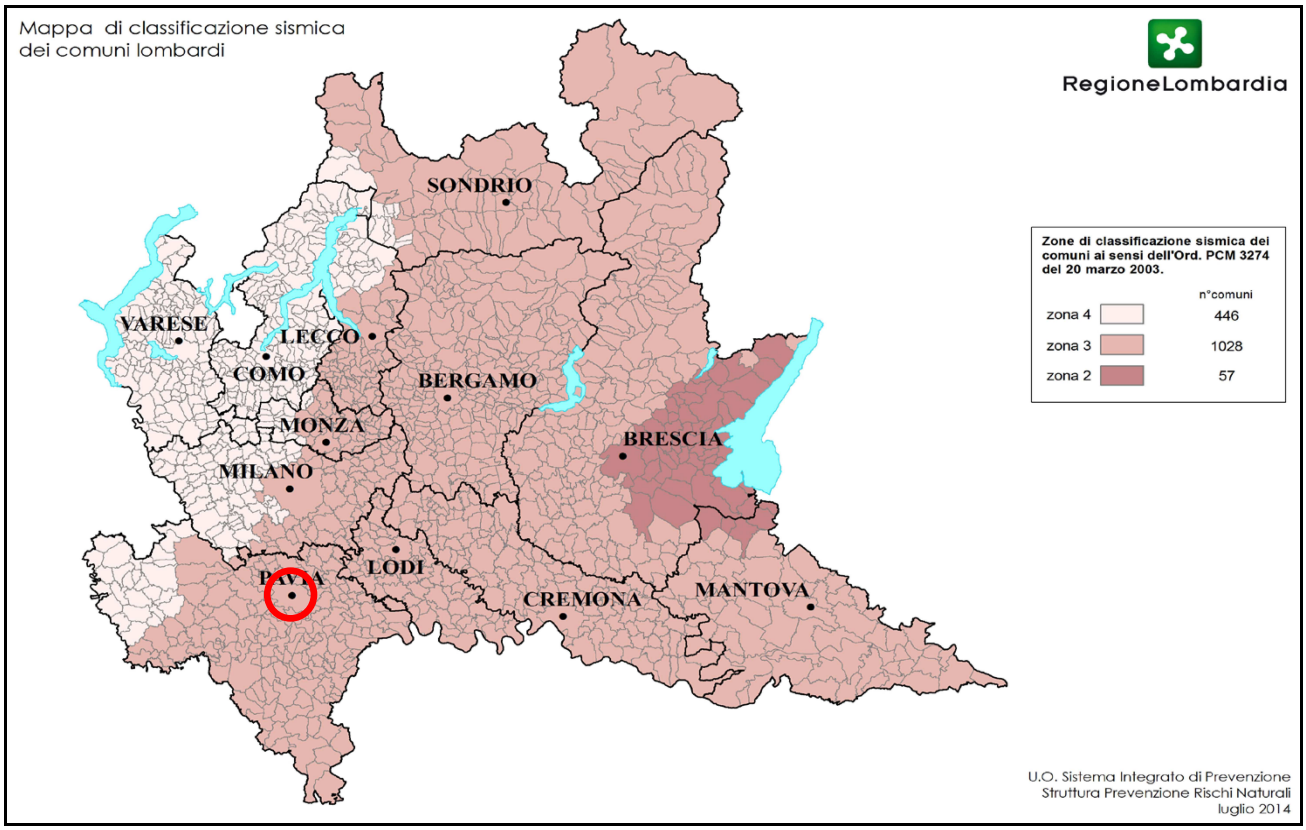


Figura 4 - Classificazione sismica dei comuni della Lombardia (D.g.r. n.X/2129 del 11 luglio 2014).

1.4 Pericolosità idraulica

In merito alla pericolosità idraulica dell'area si segnala che, nella seduta del 3 marzo 2016 con deliberazione n.2/2016, il Comitato Istituzionale dell'AdBPo ha approvato il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA); nella figura seguente si riporta uno stralcio relativo alla "Mappa della Pericolosità Idraulica" da cui si evince che l'area di intervento non è interessata da alcun tipo di pericolosità per inondazione del reticolo principale o secondario.

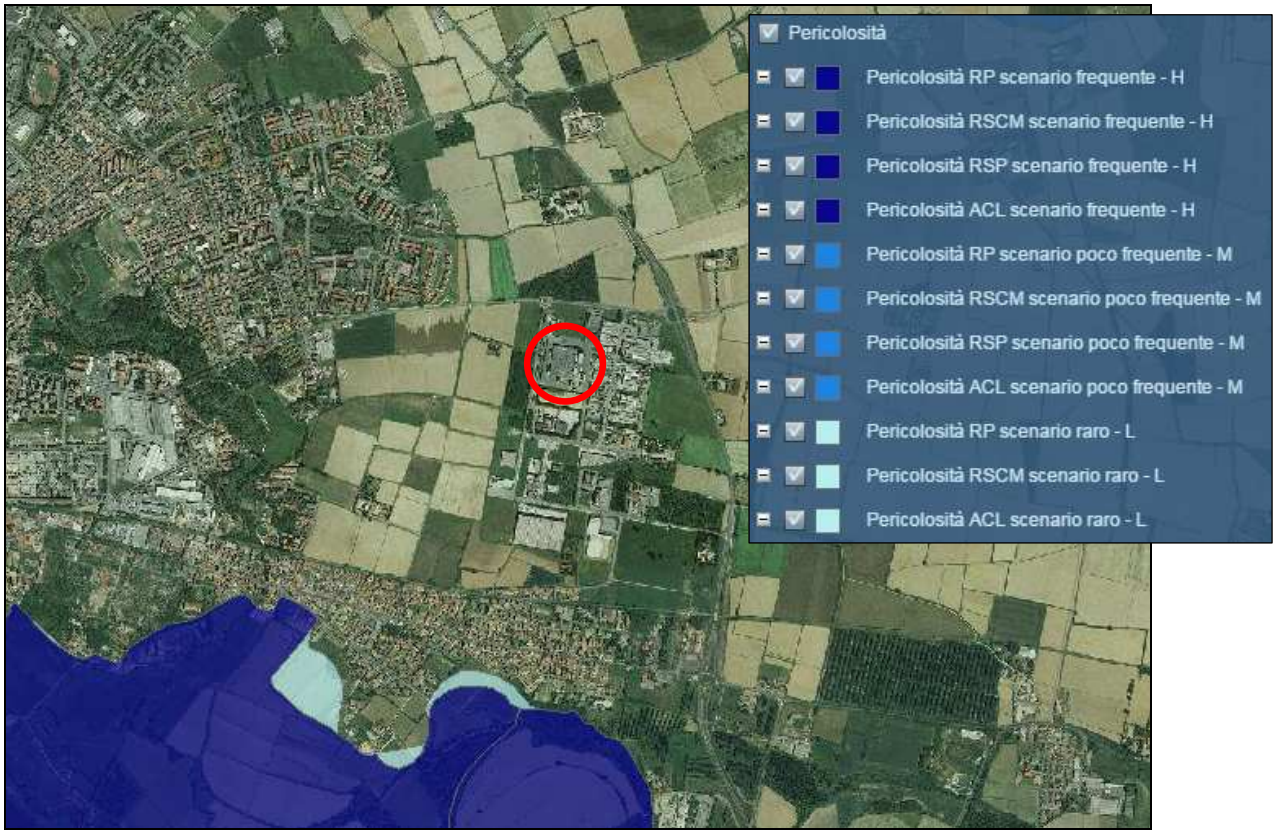
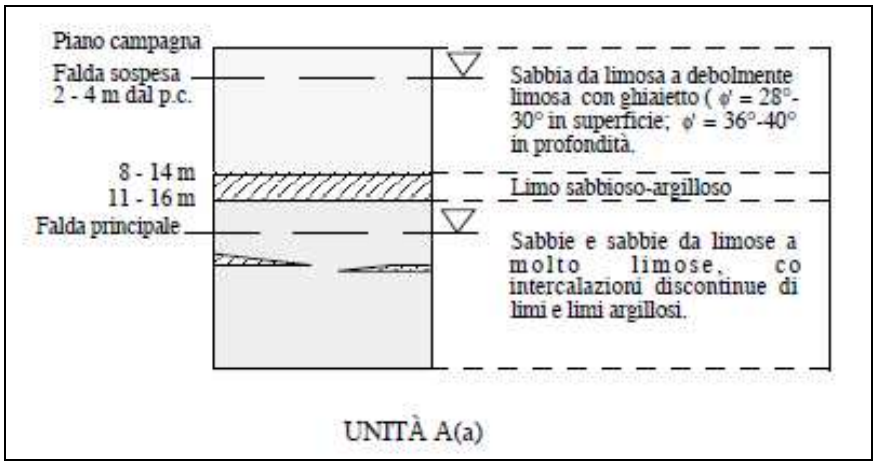


Figura 5 – Stralcio della "Mappa della Pericolosità Idraulica" tratta dal P.G.R.A. dell'Autorità di Bacino del Fiume Po (http://pianoalluvioni.adbpo.it/il-piano/).

1.5 Vincoli e fattibilità geologica delle azioni di piano

La Carta dei vincoli del PGT (*Allegato 5*) evidenzia il coinvolgimento del sito in "aree di salvaguardia delle captazioni ad uso idropotabile" presenti subito a E dell'area di intervento.

In merito alla Fattibilità geologica delle azioni di piano, il P.G.T. colloca l'area in Classe 2, ovvero "Fattibilità con modeste limitazioni" - sottoclasse Aa. Questa sottoclasse comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa.
Si tratta, in specifico, di aree sub-pianeggianti, non inondabili, ove le informazioni a disposizione indicano la probabile presenza, singola o associata, di un immediato sottosuolo contraddistinto da caratteristiche geotecniche non ottimali e/o interferenze tra falda e primo sottosuolo:

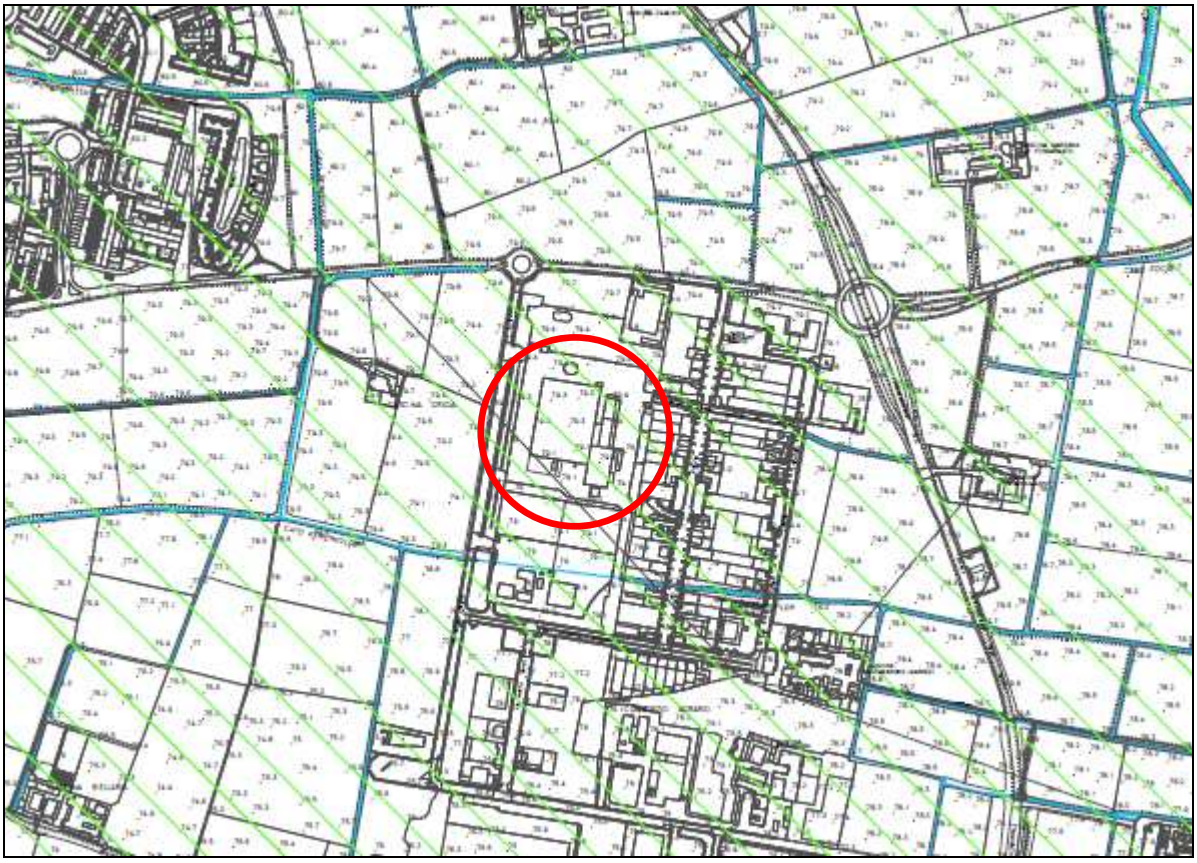


ALLEGATI 1 - 7

(Tratti da: Comune di Pavia – Studio per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio)

- Allegato 1: Inquadramento geologico e geopedologia
- Allegato 2: Idrografia e rischio idraulico
- Allegato 3: Idrogeologia
- Allegato 4: Sezioni stratigrafiche
- Allegato 5: Vincoli geologici
- Allegato 6: Pericolosità sismica locale
- Allegato 7: Fattibilità geologica

Allegato 1 – Inquadramento geologico e geomorfologico



UNITA' GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE

1 Ripiani impostati su depositi alluvionali recenti, sopraelevati di alcuni metri rispetto agli alvei attivi.
Litologia prevalente: sabbie e ghiaie. Sono ricoperti da suoli alluvionali limosi e limoso - sabbiosi, idromorfi, di spessore generalmente ridotto (50 cm ca.).

A B

2 Ripiani impostati su depositi alluvionali antichi (A = ripiano inferiore o delle "Alluvioni Antiche", sopraelevato di 8 - 16 m rispetto all'alveo attivo del F. Ticino (ivi comprese le zone attualmente con quote confrontabili a tale ripiano in quanto interessate da riporti antropici effettuati su ex ripiani delle alluvioni recenti); B = ripiano superiore o del "Fluviale Recente", sopraelevato da 2 a 8 m rispetto al ripiano A). Litologia prevalente: sabbie, con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e con orizzonti limoso - argillosi. La successione risulta parzialmente alterata (ferrettizzata) nella porzione superiore. Sono ricoperti da suoli alluvionali limosi e limoso - sabbiosi, localmente dotati di abbondante scheletro sabbioso e talora ghiaioso, generalmente superiori ai 50 cm.

ACQUE SUPERFICIALI

Alveo inciso del F. Ticino, comprensivo di isole fluviali e barre laterali (alluvioni attuali a prevalenza ghiaiosa).

Reticolo idrico superficiale.

a

Specchi d'acqua, naturali e/o artificiali, e relative fasce in scarpata (a).

Allegato 2 – Inquadramento idrogeologico con ubicazione dei pozzi censiti



1 Unità delle "Alluvioni recenti". Depositi poroso - permeabili contraddistinti da una permeabilità da alta a medio - alta, che localmente, in superficie, diventa bassa per la presenza di coperture di natura limosa. E' sede di una attiva circolazione idrica sotterranea a carattere freatico (falda libera principale), con superficie libera stagionalmente assai prossima al piano campagna e in diretta connessione con le acque di alveo e di subalveo del F. Ticino. In profondità, si ha la presenza di più falde sovrapposte confinate e talora anche artesiane per la presenza di orizzonti semi-permeabili ed impermeabili continui arealmente.

2 Unità delle "Alluvioni antiche" (ivi comprese le zone interessate da riporti antropici con quote confrontabili a tale ripiano) e del "Fluviale recente". Rispetto alla precedente, questa unità è generalmente caratterizzata dalla presenza di una ulteriore falda libera, sospesa rispetto alla falda libera principale, con superficie (vedi TAV. 3) localizzata a pochi metri dal piano campagna e, comunque, con profondità variabile in funzione dell'andamento morfologico (sia topografico, sia dell'orizzonte semipermeabile che la sostiene), della stagione e dei "richiami" esercitati dalle scarpate di terrazzo (vedi TAVV. 3 e 9). L'alimentazione della falda sospesa avviene sostanzialmente per infiltrazione diretta di acque irrigue e/o di precipitazione meteorica. La sottostante falda libera principale, la cui superficie si trova a parecchi metri dal piano campagna (vedi TAV. 3 e 9), corrisponde a quella caratterizzante l'unità precedentemente descritta. In profondità, come nel caso precedente, per la presenza di orizzonti semi-permeabili ed impermeabili, si ha la presenza di più falde sovrapposte confinate e talora anche artesiane.

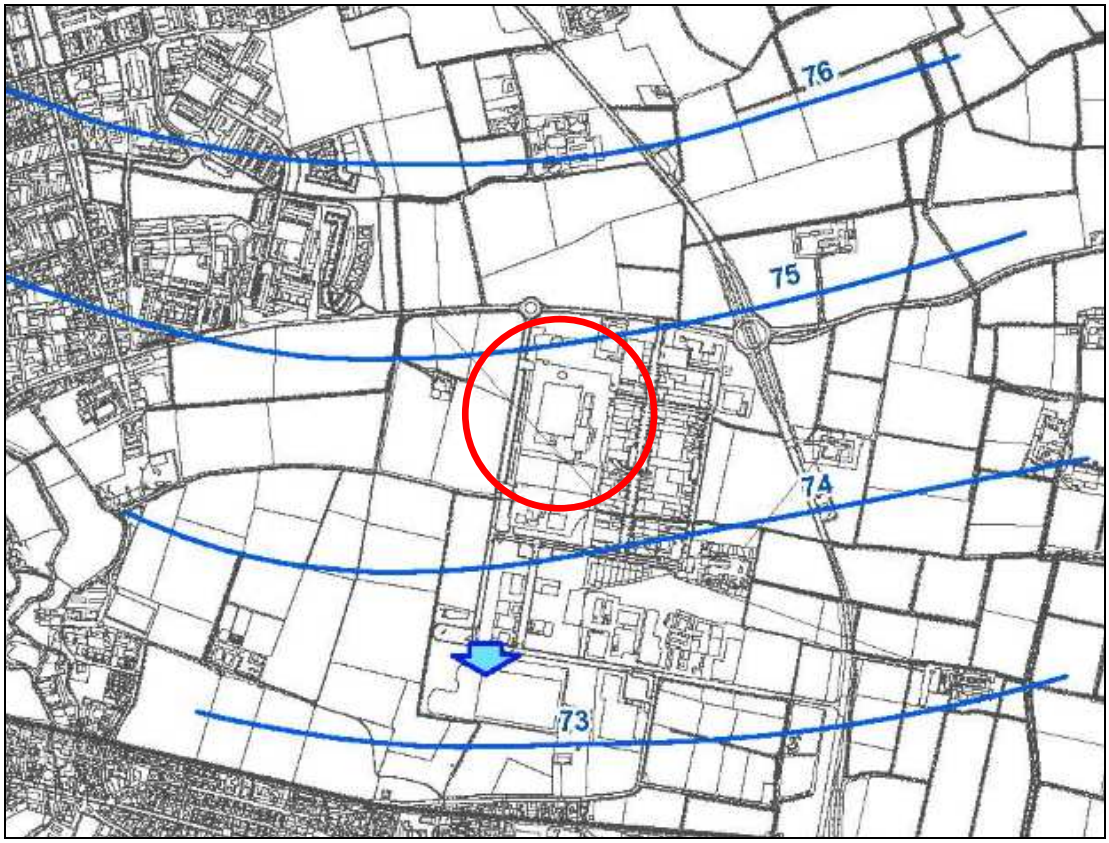
A B
4 6 Pozzo profondo pubblico allacciato alla rete acquedottistica e relativo n. d'ordine della stratigrafia (vedi l'ALL. 1). A = attivo; B = dismesso (dati forniti dall'ente gestore, ASM Pavia, aggiornati all'aprile 2010).

1 Pozzo profondo privato e relativo n. d'ordine (per la stratigrafia si veda l'ALL. 1).

Senso di flusso prevalente della falda libera (vedi TAV. 3).

1—1 Traccia di sezione litostratigrafica (vedi TAV. 4).

Allegato 3 – Andamento indicativo della prima falda libera (sospesa)

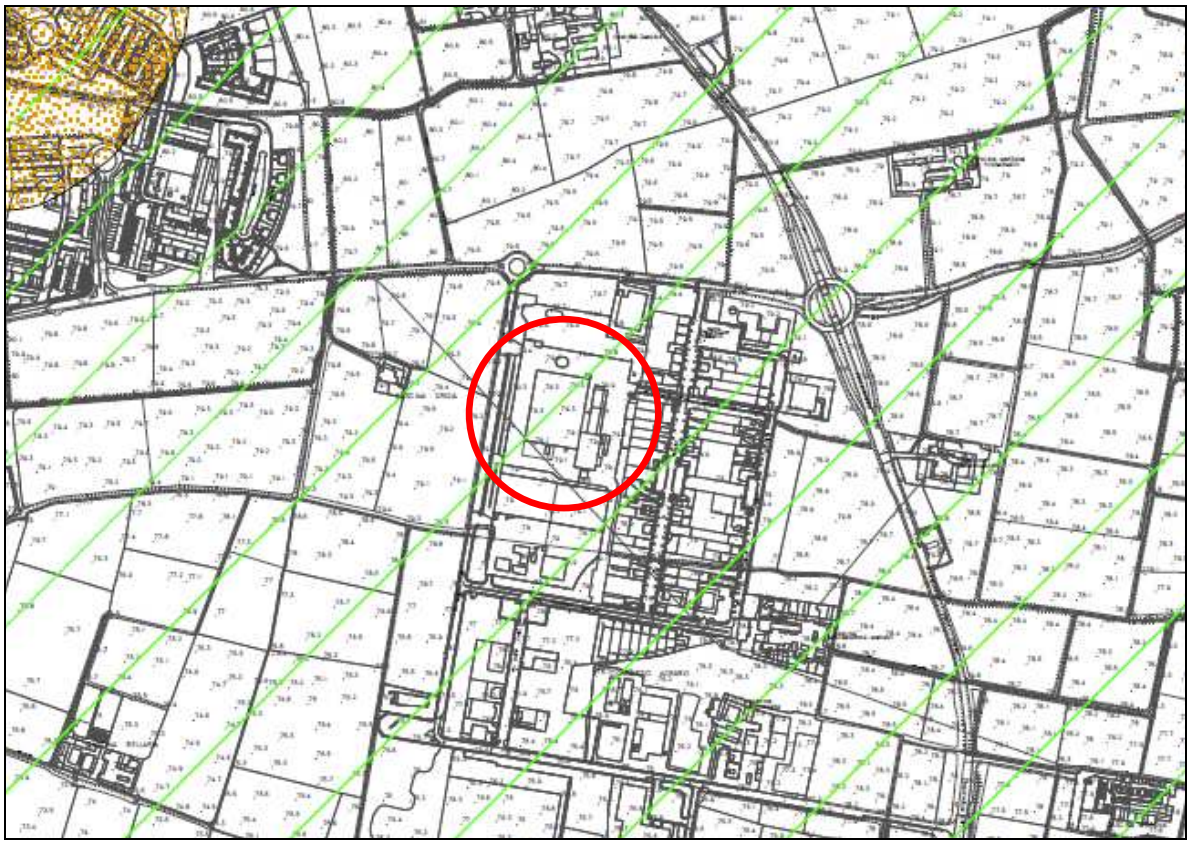


77 Isofreatica (in m s.l.m.).

Senso prevalente di flusso della falda (indicativo).

(*) La locale presenza di discontinui livelli a bassa permeabilità sovrastanti l'orizzonte sostenente la falda sospesa può provocare la stagionale formazione locale di ulteriori falde sospese con livelli piezometrici superiori rispetto a quelli riportati in carta. D'altra parte, la locale assenza dell'orizzonte sostenente la falda sospesa può portare alla scomparsa della stessa, che viene in questo caso ad alimentare la seconda falda libera (falda libera principale).

Allegato 4 – Carta della pericolosità sismica locale

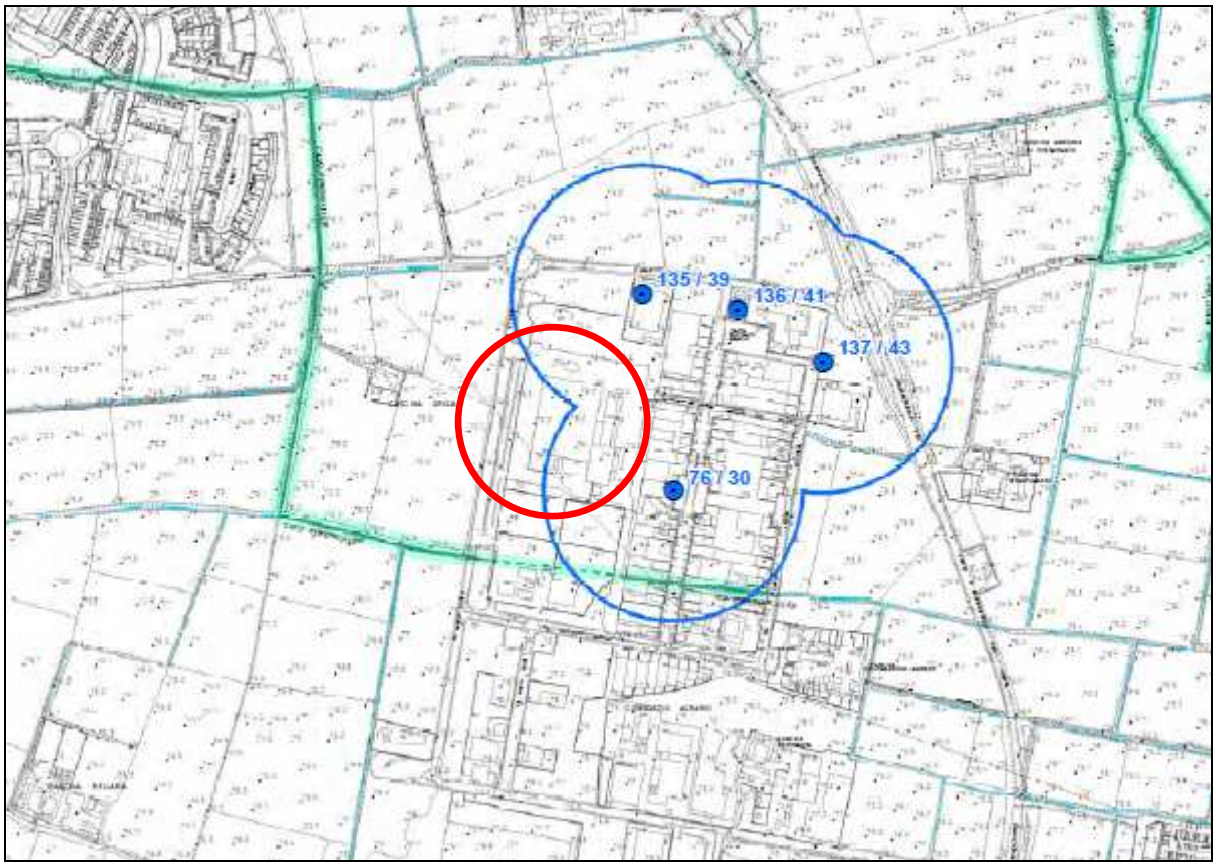


Z2. Zone con terreni di fondazione con caratteristiche geotecniche potenzialmente scadenti nei primi metri di profondità (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) o con depositi granulari fini saturi, ove gli effetti da sisma possono originare cedimenti e/o liquefazioni. Sono state inserite in questa classe le seguenti unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche (vedi TAV. 9): aree interessate da riporti di varia entità, costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc. (perimetrazione indicativa); $A^1_{(a)}$; $A^2_{(a)}$; $B^1_{(a)}$; $B^1_{(b)}$; C; C^1; D_B; D_C; D^1_C; D^2; D^3; E^1_B.

Z3a. Ciglio di scarpata di terrazzo, naturale o localmente artificializzata, di altezza superiore ai 10, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni topografiche.

Z4a. Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni litologiche e geometriche (tutto il territorio comunale ricade in questa zona).

Allegato 5 – Carta dei vincoli

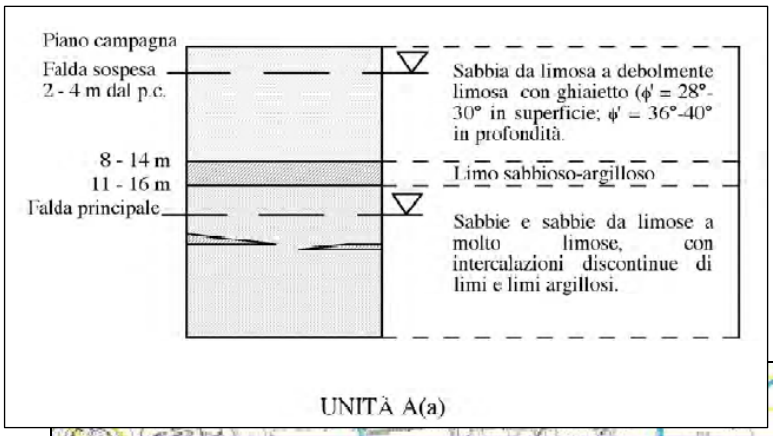


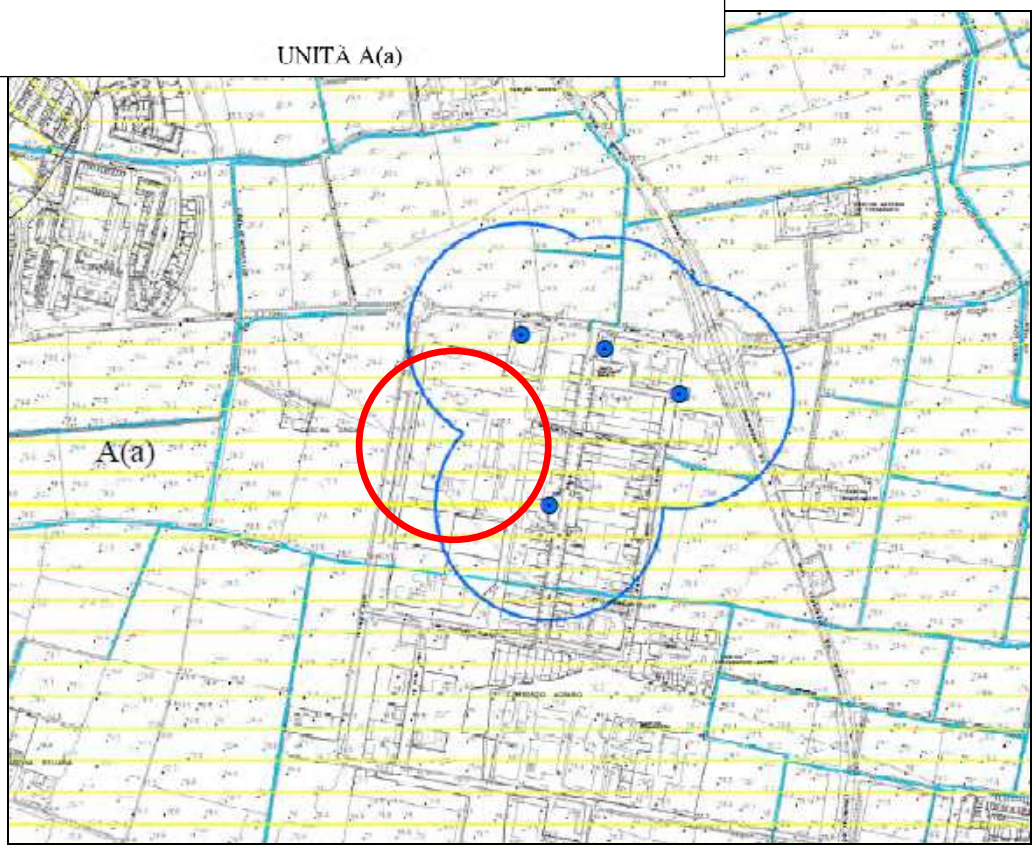


AREE DI SALVAGUARDIA DELLE CAPTAZIONI AD USO IDROPOTABILE

Pozzi pubblici ad uso idropotabile e relative zone di rispetto (definite con criterio geometrico pari al cerchio di raggio di 200 m) su cui valgono le norme di cui all'art. 94 del D. Lgs. 152/2006 e s.m.i. nonchè le disposizioni della D.G.R. 10/04/2003, n. 12693.
n/N: la prima numerazione (n) si riferisce al numero della stratigrafia del pozzo riportata in ALL. 1, mentre la seconda (N) si riferisce a quella adottata dall'ente gestore ASM di Pavia.
Poiché i dati litostratigrafici a disposizione indicano che tali pozzi risultano attingere da "acquiferi protetti", le zone di rispetto potrebbero essere soggette a riduzione e coincidere con le aree di tutela assoluta secondo le procedure di cui alla D.G.R. 27/06/1996, n. VI/15137, adottando il criterio idrogeologico, previa richiesta da avanzare da parte dell'ente gestore ai sensi di tale D.G.R. e relativa autorizzazione di deroga da rilasciare da parte dell'ente competente (attualmente la Provincia di Pavia).

Allegato 6 – Carta di sintesi





$A^1_{(a)}$

$A^2_{(a)}$

$A_{(a)}$

$A_{(b)}$

$A_{(c)}$

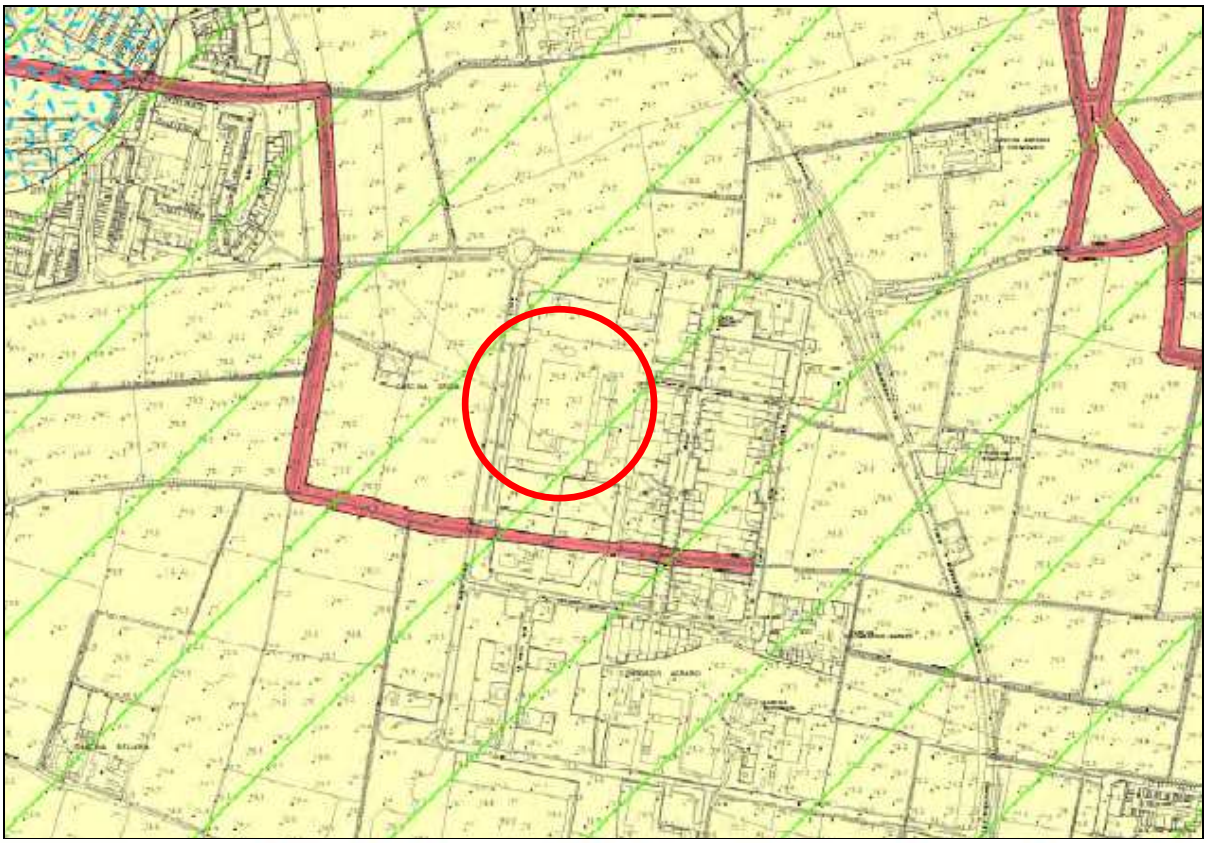
MORFOLOGIA: ripiani impostati su depositi alluvionali del "Fluviale recente" (Piano Generale Terrazzato della pianura lombarda), sopraelevati di almeno 10 ÷ 24 m rispetto agli alvei attivi.

LITOLOGIA: sono costituiti prevalentemente da sabbie (spesso alterate in superficie) con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni a diversa profondità di limi e limi argillosi. Le informazioni geognostiche disponibili consentono la delimitazione sommaria delle zone ove tali intercalazioni sono generalmente presenti: dalla profondità di 2,5 ÷ 5 m alla profondità di 6 ÷ 8 m dal piano campagna ($\mathbf{A^1_{(a)}}$); superficialmente, fino a 3,5 ÷ 5,5 m dal piano campagna ($\mathbf{A^2_{(a)}}$).

IDROGEOLOGIA: è generalmente presente una prima falda sospesa rispetto alla falda principale, a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche e idrogeologiche locali; la superficie di tale falda sospesa è generalmente ubicata, in condizioni normali, alle seguenti profondità: 2 ÷ 4 m dal piano campagna o stagionalmente prossima alla superficie ($\mathbf{A_{(a)}}$); 5 ÷ 6 m dal piano campagna con escursioni stagionali fino a 3 ÷ 4 m dal piano campagna ($\mathbf{A_{(b)}}$); maggiore o uguale a 6 m ($\mathbf{A_{(c)}}$). La permeabilità e la vulnerabilità della porzione superficiale della successione sono relativamente elevate. Per ulteriori informazioni si rimanda alla TAV. 3.

IDRAULICA: aree non inondabili.

Allegato 7 – Carta di fattibilità geologica per le azioni di piano



Classe 2 (gialla) - Fattibilità con modeste limitazioni. La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **A** e **B** di cui alla TAV. 9.

Z4a. Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni litologiche e geometriche (tutto il territorio comunale ricade in questa zona).

PARTE SECONDA: RELAZIONE SISMICA

I seguenti capitoli illustrano i risultati dell'analisi sismica di 2° livello effettuata ai sensi della D.g.r. IX/2616 del 30 novembre 2011 al fine di quantificare l'amplificazione sismica propria del sito e stabilire la categoria di sottosuolo prevista dalle NTC08 sufficiente a considerare tali aspetti (D.g.r. X/5001/2016). La categoria di sottosuolo consente di determinare gli spettri di risposta elastici necessari per una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 14.01.2008).

Il Comune di Pavia appartiene alla ***zona sismica 3*** (D.g.r. n. X/2129 del 16 luglio 2014) e facendo riferimento allo studio geologico del P.G.T., il sito in esame rientra nello scenario di ***pericolosità sismica locale Z4a***, ovvero *"zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari"* in grado di generare effetti di amplificazione sismica derivanti dalle caratteristiche litotecniche dei terreni (*figura 1*).

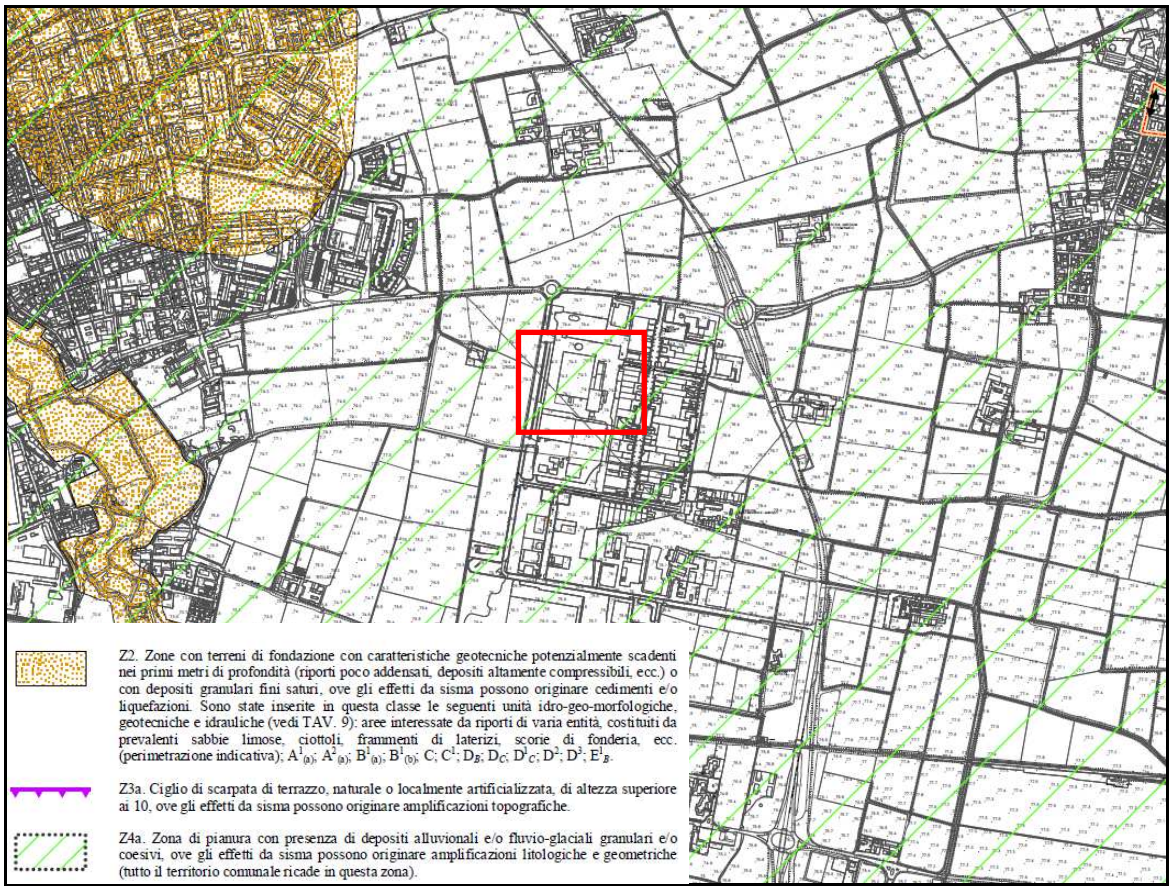


Figura 1*: Scenari di pericolosità sismica locale (D.g.r. X/2129/2011) per il territorio comunale di Pavia con ubicazione dell'area in esame.*

2.1 Analisi sismica di secondo livello

L'analisi di secondo livello consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi per l'area in oggetto e si concretizza con la stima della risposta sismica dei terreni in termini di Fattore di amplificazione (Fa).

La valutazione del fattore Fa è stata condotta per uno scenario suscettibile di amplificazione di tipo litologico o stratigrafico, ovvero è stato "quantificato" l'effetto delle condizioni litostratigrafiche locali in grado di modificare l'intensità delle onde sismiche generate da un terremoto. La procedura prevede il confronto del valore di Fa caratteristico dell'area (Fa_sito) rispetto al valore caratteristico del territorio comunale in cui l'area è inserita (detto "*di soglia*" Fa_soglia), contenuto in un apposito elenco redatto dalla Regione Lombardia.

Nella determinazione dei valori di Fa si è fatto riferimento a quanto specificato nell'Allegato 5 della D.g.r. IX/2616/2011.

Per il Comune di Pavia i valori di Fa di soglia riferiti all'intervallo 0.1-0.5 s, 0.5-1.5 s e per le diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D e E) sono i seguenti:

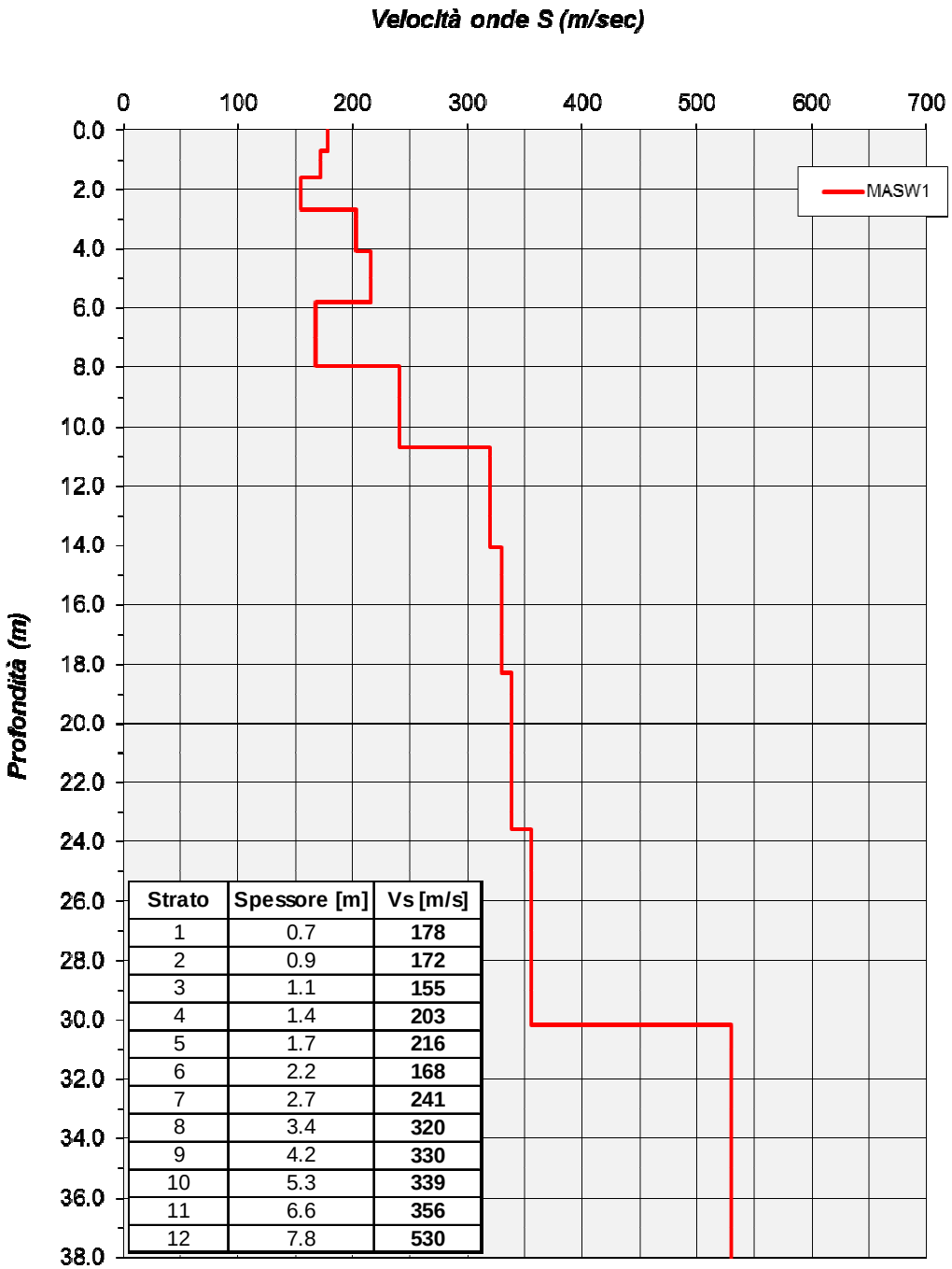
Fa_soglia				
Intervallo	***Suolo B***	***Suolo C***	***Suolo D***	***Suolo E***
0.1-0.5	1.4	1.9	2.2	2.0
0.5-1.5	1.7	2.4	4.2	3.1

Tabella 1: *Valori di soglia del fattore di amplificazione per il comune di Pavia - Regione Lombardia.*

Stima degli effetti litologici

Nella stima e nell'attendibilità degli effetti litologici propri dell'area in esame, l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (Vs) con la profondità riveste un ruolo di fondamentale importanza. Per tale ragione, i terreni sono stati classificati attraverso una specifica campagna di indagini geofisiche che si è concretizzata con l'esecuzione di n. 1 linea sismica tipo MASW (vedi Allegato).

Per l'area in esame si ottiene il seguente modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (la quota zero corrisponde alla quota dell'attuale piano campagna).



Strato	Spessore [m]	Vs [m/s]
1	0.7	**178**
2	0.9	**172**
3	1.1	**155**
4	1.4	**203**
5	1.7	**216**
6	2.2	**168**
7	2.7	**241**
8	3.4	**320**
9	4.2	**330**
10	5.3	**339**
11	6.6	**356**
12	7.8	**530**

Sulla base dell'andamento delle Vs con la profondità a partire dal piano fondazionale si individua la scheda litologica di riferimento (Allegato 5 alla D.g.r. IX/2616/2011) che, nel caso specifico, corrisponde a quella "sabbiosa". All'interno della scheda di valutazione viene scelta, in funzione della profondità e della velocità delle onde S dello strato superficiale, la curva più appropriata per la valutazione del valore di Fa.

Considerando una velocità dello strato superficiale intorno ai 200 m/s (media dei primi 4-5 m del profilo Vs-z), la curva di riferimento per l'intervallo 0.1-0.5 s è la n. 2, caratterizzata dalla seguente equazione:

Curva	*Tratto polinomiale*	*Tratto logaritmico*	*Tratto rettilineo*
	$0.03 \leq T \leq 0.45$	*$0.45 < T \leq 0.80$*	*$T > 0.80$*
2	$F_{a0.1\text{-}0.5} = -8.65T^2+5.44T+0.84$	$F_{a0.1\text{-}0.5} = 0.83-0.88\ln T$	$F_{a0.1\text{-}0.5} = 0.83-0.88\ln T$

mentre per il calcolo di Fa nell'intervallo 0.5-1.5, l'equazione della curva 2 risulta:

Curva	*$0.08 \leq T \leq 0.80$*	*$0.80 < T \leq 1.80$*
2	$F_{a0.5\text{-}1.5} = -6.11T^3+5.79T^2+0.44T+0.93$	$F_{a0.5\text{-}1.5} = 1.73-0.61\ln T$

in cui T è il periodo proprio del sito, calcolato a partire dalla seguente equazione:

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{i=1}^{n} h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} Vs_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \right)}$$

dove h_i e Vs_i sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello fino al bedrock sismico (strato con Vs > 750-800 m/s). Non essendo stato rilevato direttamente, la profondità del bedrock sismico è stata ipotizzata assegnando un gradiente delle velocità delle onde S con la profondità di tipo logaritmico, desunto dai dati misurati nella prova MASW.
Utilizzando il modello di velocità ricostruito si ottengono i seguenti risultati:

ID	**Scheda**	**Periodo T_o**	**Fa (0.1-0.5)**	**Fa (0.5-1.5)**
Area1	sabbiosa	0.54 s	**1.4**	**1.9**

A questo punto, il valore di Fa proprio del sito deve essere confrontato con il valore Fa di soglia, differente per le diverse categorie di sottosuolo definite, secondo il D.M. 14.01.2008, sulla base del valore di $V_{s,30}$:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{n} H_i / V_i}$$

H_i = spessore strato i-esimo(in m)

V_i = velocità onde S strato i-esimo

A partire dal profilo Vs-profondità dell'area in esame, si ottengono i seguenti risultati:

Quota da p.c.	***$V_{s,30}$ [m/s]***	***Categoria sottosuolo***
-1.0 m	276.1	*C*
-2.0 m	287.2	*C*

In *tabella 2* si effettua il confrontato tra i valori di Fa proprio del sito ottenuti con l'analisi sismica di 2° livello ed il valore Fa di soglia, da cui emerge che l'applicazione della categoria di sottosuolo calcolata ai sensi normativa antisismica (D.M. 14.01.2008) è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito per le strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 1.5 s.

Area	**Cat. Sottosuolo**	**Fa (0.1-0.5)**		**Verifica**	**Fa (0.5-1.5)**		**Verifica**
		sito	**soglia**		**sito**	**soglia**	
1	*C*	*1.4*	1.9+0.1	**Si**	*1.9*	2.4+0.1	**Si**

***Tabella 2**: Verifica dei fattori di amplificazione di sito.*

Sulla base dei risultati ottenuti dall'applicazione dell'analisi sismica di 2° livello è possibile applicare lo spettro di risposta elastico ai sensi delle NTC08 utilizzando una categoria di sottosuolo di tipo C.

2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica

Di seguito si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica facendo riferimento a quanto contenuto nei *cap. 2* e *3* del *D.M. 14.01.2008* e a quanto riportato nei capitoli precedenti (in particolare i risultati dell'analisi sismica di II livello).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione rappresenta il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto del suolo.
Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione risultano:

- Vita nominale della struttura: **V_N= 50 anni**;
- **Classe d'uso = II**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica **V_R= 50 anni** (C_U=1.0);
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [45.189359; 9.201692] così come definito nell'Allegato A e B):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_O	T_C*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	30	0.228	2.538	0.1800
SLD	63%	50	0.295	2.525	0.2100
SLV	10%	475	0.727	2.506	0.2800
SLC	5%	975	0.965	2.484	0.2856

- **Categoria di sottosuolo = C**, **categoria topografica = T1** e coefficiente di smorzamento viscoso ξ =5% a cui corrispondono i seguenti valori:

	S_S	C_C	S	T_B	T_C	T_D	F_V
				[s]	[s]	[s]	
SLO	1.50	1.85	1.50	0.11	0.33	1.69	0.52
SLD	1.50	1.76	1.50	0.12	0.37	1.72	0.59
SLV	1.50	1.60	1.50	0.15	0.45	1.89	0.91
SLC	1.50	1.59	1.50	0.15	0.45	1.99	1.04

In *figura 2* si riportano gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV e per lo stato limite di prevenzione del collasso SLC (formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1).

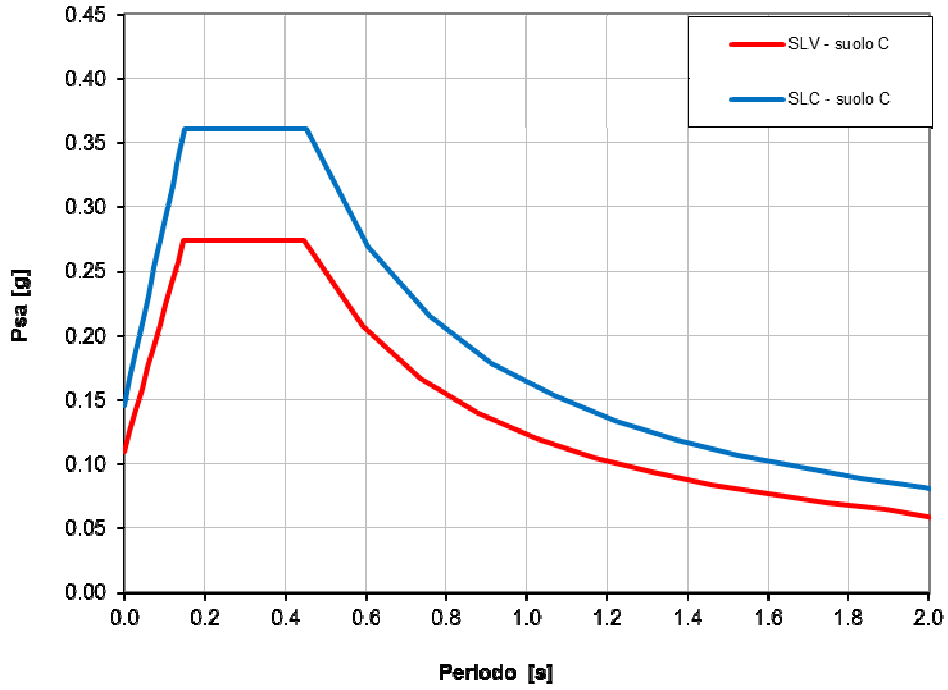


Figura 2: *Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo C.*

2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o a un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.
L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Ai sensi delle NTC08 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica della liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M<5;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) <0.10g;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$>30 oppure q_{c1n}>180;

Non essendo soddisfatte le condizioni di esclusione previste dalle NTC08, si è proceduto a valutare il potenziale di liquefazione dei terreni che costituiscono l'area in esame.
Di seguito si riassumono i parametri di input utilizzati nel calcolo del potenziale di liquefazione:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale a_{max}=0.11g ($a_{max}=a_g*S_s$ – condizione SLV);
- ✓ Magnitudo di riferimento M_W=6.14 (zona sismogenetica più vicina 911 *"Tortona-Bobbio"*);
- ✓ CRR calcolato utilizzando l'analisi semplificata basata sulle correlazioni proposte da *Robertson e Wride* (1998) fondate sulla resistenza penetrometrica misurata nelle prove CPT; in *figura 3* sono riportati i valori di CRR relativamente ai soli livelli granulari (CRR_x_gran) caratterizzati da un valore del fattore IC < 2.6 (terreni liquefacibili);
- ✓ CSR calcolato dalla formula $CSR = \tau_{av} / \sigma'_{VO} = 0.65(a_{max}/g)(\sigma_{vo}/\sigma'_{vo})\cdot r_d$ (*NCEER 1998*);
- ✓ Falda di calcolo = 7.0 m di profondità da p.c.

La liquefazione di un terreno avviene quanto CSR≥CRR. I risultati sono diagrammati in *figura 4* da cui emerge l'assenza di rischio in relazione a potenziali fenomeni di liquefazione per i terreni di fondazione investigati.

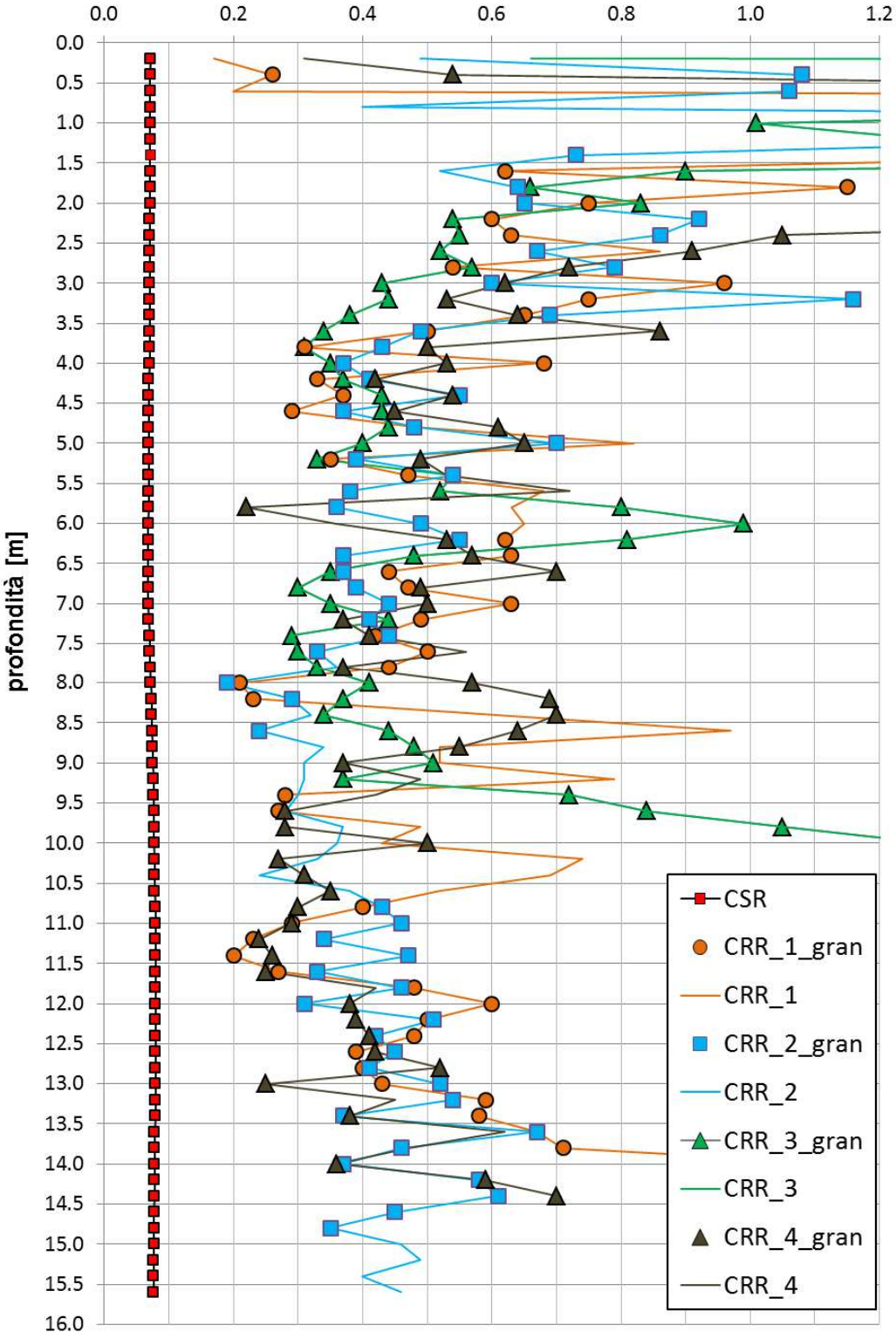


***Figura 3**: Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione.*

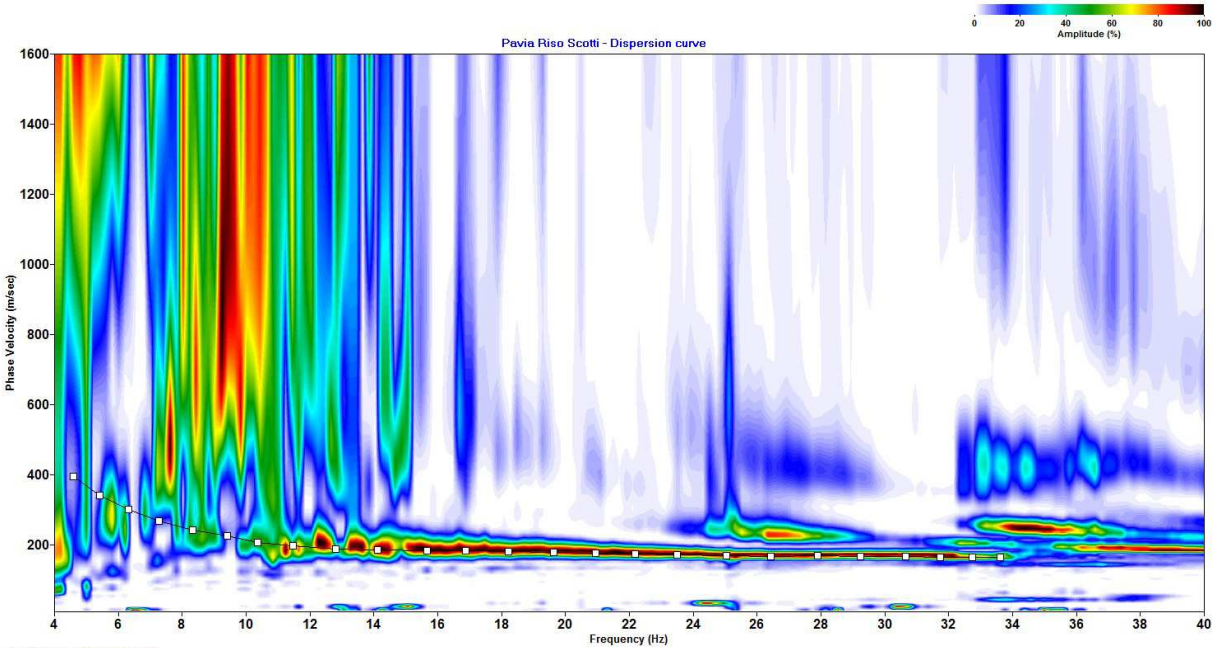
Indagine MASW

Acq. attiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.5 m, Sorgente = 6-12 m, T_S= 1 msec, T_L=2 sec.

Acq. passiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.5 m, T_S= 4 msec, T_L=30 sec.



CURVA DI DISPERSIONE



PARTE TERZA: RELAZIONE GEOTECNICA

3.1 Indagine geotecnica: modalità esecutive e criteri interpretativi

Come accennato in premessa, la campagna geognostica si è avvalsa dei risultati di 4 prove eseguite con penetrometro statico a punta meccanica (CPT) spinte ad una profondità massima di 15.6 m dal piazzale esistente (quota massima alla quale lo strumento è sempre giunto a rifiuto). I risultati delle prove sono riprodotti in *Allegato 8.*



Prova penetrometrica statica (CPT) n.1.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.2.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.3.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.4.

L’indagine mediante penetrometro statico consiste nel misurare la resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standard, infissa a velocità costante nel terreno. L’attrezzatura è costituita da un dispositivo idraulico di spinta che agisce in modo alternato sulla punta e su un manicotto collegato: la prova è quindi discontinua e le misure di resistenza sono eseguite ed annotate ogni 20 cm di penetrazione.

Sulle aste è stato installato un dispositivo (anello allargatore) per ridurre l'effetto dell'attrito del terreno e facilitare l'approfondimento a parità di spinta disponibile.

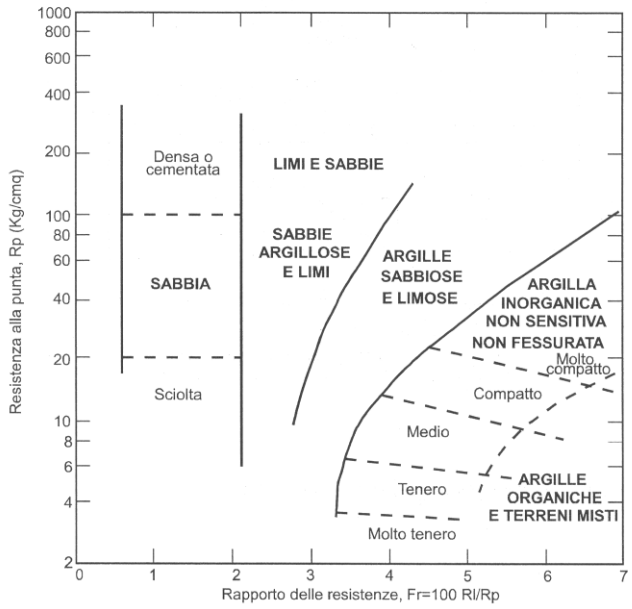
Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

- la Rp o resistenza all'avanzamento della sola punta;
- la Rl_{tot} , ovvero la resistenza complessiva all'avanzamento della punta e del manicotto di dimensioni note.

La documentazione in allegato comprende sia copia delle letture eseguite direttamente dallo strumento penetrometrico, sia i grafici secondo le seguenti coppie di valori:

- Rp (o q_c) / profondità;
- Rl / profondità.

Dall'analisi dei risultati ed attraverso il rapporto Rp/Rl è stato possibile risalire con una certa approssimazione alla natura litologica dei terreni attraversati, utilizzando come discriminante il metodo suggerito da Schmertmann (1978); quest'ultimo considera come indicativo della litologia il rapporto fra la resistenza alla punta ed il rapporto Fr (figura seguente).



Tuttavia si rammenta che, sebbene l'indagine penetrometrica tipo CPT fornisca dati geotecnici attendibili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni derivano sostanzialmente da correlazioni del tipo empirico.

Nell'interpretazione dei risultati, le prove penetrometriche sono state assimilate a prove rapide in condizioni di drenaggio impedito e, nella definizione del comportamento geotecnico, è stata adottata una distinzione fondamentale fra terreni incoerenti (resistenza al taglio

caratterizzata dal solo angolo di attrito) e terreni fini (resistenza al taglio caratterizzata soprattutto dall'esistenza di legami coesivi).

Per quanto concerne la definizione dei parametri geotecnici, utilizzando le più note e diffuse correlazioni basate sui dati CPT, si è proceduto al calcolo di:

- coesione non drenata (Cu) e modulo edometrico (Ed) per i terreni coesivi;
- angolo di attrito interno (ϕ), densità relativa (Dr) e modulo di deformazione (E) per i terreni incoerenti.

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici (i cui risultati sono stati successivamente rivisti in modo critico) sono di seguito illustrati.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

Per stimare questo parametro sono stati utilizzati differenti metodi in cui l'angolo di attrito è calcolato in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace, successivamente confrontati fra loro; in particolare:

Metodo di CAQUOT: $$\phi = 9{,}8 + 4{,}96 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

Metodo di KOPPEJAN: $$\phi = 5{,}8 + 5{,}21 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'}\right)$$

Metodo di DE BEER: $$\phi = 5{,}9 + 4{,}76 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

DENSITÀ RELATIVA DR.

Definisce il grado di addensamento dei terreni attraversati; sono stati utilizzati i seguenti metodi:

HARMAN: questa correlazione è valida per tutti i tipi di sabbia e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace.

$$D_r = 34.36 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{12{,}3 \cdot \sigma'^{\,0{,}7}_v}\right)$$

In cui:
σ'v : tensione verticale efficace
qc : resistenza alla punta

SCHMERTMANN: questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace.

$$D_r = -97{,}8 + 36{,}6 \cdot \ln q_c - 26{,}9 \cdot \ln \sigma'_v$$

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

Definisce il valore del modulo di Young utilizzando la seguente correlazione empirica (Schmertmann)

E (Kg/cm^2) = 2,5 * *Rp*

COESIONE NON DRENATA CU.

E' stato utilizzato il metodo empirico proposto da Lunne e Eide (valido, ovviamente solo per i terreni coesivi) :

Cu (Kg/cm^2) = (*Rp* - σv) / K

con K = costante compresa fra 12 e 19 (in funzione della plasticità)

MODULO EDOMETRICO ED.

E' stato calcolato attraverso

CORRELAZIONE EMPIRICA Rp-Cu definita dalla seguente relazione, valida come stima di primo riferimento per i terreni coesivi in genere (dai limi plastici alle argille):

$$Ed(kg * cm^{-2}) = e^{3.12+1.08Cu}$$

MITCHELL E GARDNER: metodo valido per le argille in generale, basato sulla seguente relazione:

$$Ed = \alpha * q_c$$

dove α = variabile in funzione della tipologia di terreno

PESO DI VOLUME NATURALE γn.

Per i terreni coesivi, è stata utilizzata la seguente formula di confronto :

γn (t/m^3) = 2 + 0,515 * Log (Cu)

Per i terreni incoerenti, invece, è stato assunto un valore medio di γn variabile tra 1,8 e 1,9 t/m^3.

3.2 Modello geotecnico di riferimento

Nella ricostruzione della stratigrafia e del modello geotecnico locale sono emersi i seguenti aspetti:

1) il substrato della struttura in progetto è costituito da unità geotecniche che presentano caratteristiche differenti;
2) all'interno dell'area è stata rinvenuta acqua sotterranea tra 7.50 e 8.50 m di profondità dal piano di esecuzione delle prove penetrometriche (piano del piazzale esistente); sebbene non siano note le possibili oscillazioni piezometriche, lo studio geologico del PGT definisce una soggiacenza sulla verticale oggetto di studio pari a 5 m;
3) facendo riferimento a quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 ed alla Circolare Esplicativa del C.S.L.P., per ciascuna unità che compone il modello geotecnico sono stati calcolati i valori caratteristici dei parametri geotecnici (γ(fk), Dr(fk), ϕ(fk) e E(fk)), definiti come media probabilistica della distribuzione dei risultati ottenuti (ovvero il valore al di sotto del quale si colloca il 50% dei risultati).

Sulla base delle prove eseguite, quindi, è stato ricostruito il seguente modello geotecnico, rappresentativo dell'area in esame e punto di partenza per le elaborazioni successive.

Unità R	Sotto lo strato vegetale più superficiale si sviluppa un orizzonte di spessore irregolare costituito da terreno granulare (a matrice sabbiosa) piuttosto disomogeneo, da poco a mediamente addensato di spessore rilevato sino a circa 2.0-2.2 m (sulla verticale n. 4); si tratta probabilmente di materiale di riporto, con caratteristiche geotecniche variabili e valori medi di angolo di attrito Φ=28° e di modulo di deformazione E=100 kg/cm^2.
Unità A (CPT 1,2,3)	E' un deposito a geometria lenticolare di natura sabbioso-limosa (assente sulla verticale n. 4) rilevato fino alla profondità massima di circa 4 m, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito Φ=25°- 26° e un modulo di deformazione E=70-80 kg/cm^2.

Unità B	L'unità è costituita da un deposito sabbioso poco addensato con orizzonti limosi che raggiunge la sua profondità massima (ca 12 m) sulla verticale n. 4, mentre si limita a ca. circa 8 m di profondità sulle altre verticali; sono stati calcolati un angolo di attrito Φ=25°-27° e un modulo di deformazione E=120-150 kg/cm^2.
Unità C (CPT 1,2)	Limitatamente alle verticali nn. 1 e 2 si riconosce un deposito limoso-sabbioso tra 7.5 e 10.5 m di profondità; ai fini della determinazione della risposta geotecnica sono stati calcolati un angolo di attrito Φ=20°- 22° e un modulo di deformazione E=80-100 kg/cm^2.
Unità D	Si tratta di un deposito sabbioso mediamente addensato, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito Φ=25°- 27° e un modulo di deformazione E=180-250 kg/cm^2.

I profili geotecnici utilizzati per la definizione della risposte geotecniche sono quelli relativi alle verticali nn. 3 e 4: la prima (verticale n. 3) presenta il maggior spessore dell'unità A, la seconda (verticale n. 4) è la più vicina alla platea di fondazione dei silos in progetto; i due profili geotecnici sono rappresentati nelle seguenti figure.

I risultati penetrometrici e le correlazioni fra le unità geotecniche, invece, sono presentate in allegato.

VERTICALE N.3

Riso Scotti S.p.a.

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.

Località: Pavia — Data: 07/03/2017
Scala 1:60 — Sigla: /CPT n.3
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT) — Quota dal p.c.(m):
Quota della falda dal p.c.(m): 8,55

Profondità (m)	Colonna stratigrafica	DESCRIZIONE	Modulo di Young(kg/cmq)	Peso di volume naturale(t/mc)	Angolo d'attrito(°)
0,60		Sabbia addensata (riporto)	100	1,8	28
3,40		Sabbia limosa/limo sabbioso	70	1,8	25
4,40		Sabbia poco addensata	120	1,8	26
2,60		Sabbia mediamente addensata	180	1,8	27
11,00					

VERTICALE N.4

Riso Scotti S.p.a.

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.

Località: Pavia — Data: 07/03/2017
Scala 1:80 — Sigla: /CPT n.4
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT) — Quota dal p.c.(m):
Quota della falda dal p.c.(m): 8,4

Profondità (m)	Colonna stratigrafica	DESCRIZIONE	Modulo di Young(kg/cmq)	Peso di volume naturale(t/mc)	Angolo d'attrito(°)
2,20		Sabbia addensata (terreno di riporto)	100	1,8	28
10,00		Sabbia poco addensata	120	1,8	26
2,20		Sabbia mediamente addensata	180	1,8	27
14,40					

3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione

Le vigenti disposizioni in materia di Norme Tecniche per le Costruzioni rendono obbligatorio il metodo di calcolo agli stati limite (D.M. 14.01.2008), fatta eccezione per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4 (cap. 2.7 del D.M. citato). Nel corso della verifica di cui al presente studio si è proceduto a calcolare la capacità portante in condizioni di SLU (stato limite ultimo) secondo la procedura del D.M. 14.01.2008 (capitolo 6).

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per cui è stata progettata. Si parla di **stato limite ultimo** (SLU) nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la capacità portante del sistema terreno-fondazione. Il termine **stato limite di esercizio** (SLE) viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non verificandosi il collasso, l'opera subisce lesioni tali da risultare inutilizzabile.

Sulla base del modello geotecnico innanzi definito, è stata verifica la risposta dei terreni per le seguenti strutture di fondazione:

- una struttura di fondazione del tipo a platea avente carico alla base (ipotizzandolo come distribuito uniformemente) pari 0.6 kg/cm^2 (ipotesi progettuale di riferimento), posata a una profondità di ca. 0.5 m dal piano campagna con un profilo geotecnico di riferimento dedotto dalla verticale n. 4;
- un generico plinto a base quadrata con eccentricità nulla posto nella *Unità A* (verticale di riferimento n. 3) e incastro (D) nei terreni pari a 1 m.

PLATEA DI FONDAZIONE

SINTESI DATI PROGETTUALI

Tipologia di fondazione = PLATEA
Dimensioni = 15.70 x 19.0 m
Pressione al piede della fondazione=0.6 kg/cm^2
Profondità di posa = 0.5 m
Terreno di fondazione: ***Unità R***

Poiché la capacità portante di una fondazione è funzione diretta delle dimensioni della struttura stessa, sono stati trattati in via speditiva gli SLU GEO, verificando semplicemente come, anche con il metodo più cautelativo, le esigenze progettuali siano ampiamente contenute entro i limiti di capacità portante dei terreni.

Particolare attenzione, invece, è stata posta alla risposta geotecnica ai previsti carichi strutturali in termini di cedimenti: quest'ultimi, infatti, costituiscono un elemento di fondamentale importanza al fine di evitare che le deformazioni del terreno possano compromettere la stabilità dell'opera in progetto. La sommatoria dei cedimenti è stata estesa fino alla profondità per cui l'incremento di pressione verticale risulta inferiore a circa il 15% della pressione verticale efficace preesistente. L'incremento di pressione verticale sotto la fondazione è stato valutato utilizzando la teoria del semispazio elastico isotropo omogeneo di Boussinesq. Per i dati mancanti in profondità, sulla base anche dell'indagine geofisica, è stata considerata come uniformemente sviluppata l'unità geotecnica più profonda fra quelle rilevate nel profilo geotecnico di riferimento.

Partendo anche dal presupposto che ad elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valore tollerabile per i cedimenti assoluti la misura di 2.5 cm in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e 4 cm in terreni coesivi (limi e argille).

Più recentemente, Bowles (1998) è giunto a considerare come ammissibile, nel caso di prove penetrometriche statiche, il carico al quale corrisponde un cedimento pari a 50 mm, ottenuto come

$$q_a = \frac{q_c}{20} K_d$$

dove

q_a = carico per cedimenti ammissibili pari a 50 mm

q_c = Rp del terreno di fondazione

K_d = 1+0.33 D/B con D=profondità del piano di posa e B=lato minore della fondazione

Utilizzando il valore medio di Rp rilevato sotto il piano di fondazione, la soluzione dell'equazione di Bowles conduce a risultati soddisfacenti per le esigenze progettuali riassunte nel paragrafo precedente.

Rispondendo quindi alle necessità progettuali che richiedono un'attendibile previsione dei cedimenti, sulla base del modello geotecnico innanzi definito è stato eseguito il calcolo dei cedimenti facendo ricorso alla "Teoria dell'elasticità" (o Metodo semplificato di Terzaghi, 1943) (programma di calcolo QSB2).

I ***calcoli sui cedimenti sono stati sviluppati nell'ipotesi che l'intero carico venga uniformemente distribuito sulla struttura di fondazione attraverso idonei accorgimenti strutturali di irrigidimento***, atti ad evitare eccessive deformazioni derivanti sia dalla tipologia fondazionale (che diversamente, per sua natura, si comporterebbe in modo flessibile), sia dai carichi localizzati. ***I cedimenti così calcolati vanno pertanto intesi in valore assoluto come derivanti da un carico uniformemente distribuito alla base della fondazione***.

I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

STRUTTURA	DIMENSIONI DELLA FONDAZIONE	CARICO AL PIEDE DELLA FONDAZIONE	CEDIMENTO ASSOLUTO (mm)
PLATEA	15.7 x 19.0 m	0.6 $Kg*cm^{-2}$	45-50

Si rammenta che alla base della fondazione è stato rilevato un orizzonte granulare piuttosto disomogeneo (unità R), le cui caratteristiche geotecniche medie appaiono compatibili con la struttura di fondazione in progetto. Per ragioni logistiche, tuttavia, l'indagine geotecnica è stata eseguita marginalmente rispetto alla verticale dell'opera in progetto, ragione per cui sarà ***indispensabile valutare, in fase di D.L., l'effettiva natura, caratteristiche e spessore del terreno di fondazione: dato che lo spessore massimo rilevato è ca. 2 m, l'indagine di verifica potrà limitarsi all'esecuzione di alcuni pozzetti esplorativi che interessino completamente lo spessore dell'unità più superficiale. In presenza di orizzonti di alterazione o di caratteristiche scadenti (quali terreni fini, depositi organici, ecc.), sarà***

necessario eseguire specifici interventi di bonifica geotecnica, volti a rimuovere i terreni indesiderati e riportare idoneo materiale granulare (consigliato del gruppo A1 secondo la classificazione UNI CNR 10006) da stendere e rullare sino a ottenere un substrato omogeneo per l'intero sedime di fondazione.

FONDAZIONE A PLINTO

SINTESI DATI PROGETTUALI

Tipologia di fondazione = PLINTO a base quadrata con eccentricità nulla

Incastro minimo (D) nei terreni = 1.0 m *(*)*

Unità geotecnica affiorante sul sedime di fondazione: ***Unità A (**)***

Verticale d'indagine di riferimento: CPT 3

(*) Si rammenta la differenza tra profondità di posa (rispetto al piano campagna) e "incastro nei terreni (D)", da cui deriva il fattore "γD" nell'espressione polinomia della formula di capacità portante che esprime il contrasto al cuneo di rottura dei terreni posti lateralmente e sopra il piano di posa della struttura. Poiché eventuali massetti, pavimentazioni, vespai, riporti ecc. a lato/sopra la fondazione concorrono in modo incerto o insignificante nella determinazione della capacità portante, in via cautelativa è stato adottato un valore di incastro della fondazione "D" pari a 1 m che NON dovrà essere confuso con la profondità di posa minima della fondazione rispetto al piano campagna necessaria per raggiungere l'unità geotecnica idonea sopra indicata.

(**) ***Causa la presenza di un orizzonte superficiale disomogeneo, è stato ipotizzato che il piano di posa della fondazione raggiunga l'unità A direttamente (approfondimento del piano di posa) o mediante bonifica geotecnica (rimozione dell'orizzonte più superficiale e riporto di materiale granulare), omogenizzando il sedime di fondazione dell'intero edificio allo scopo di evitare potenziali comportamenti differenziali.***

Per la valutazione del carico limite, si è fatto ricorso all'espressione trinomia di Terzaghi (programma di calcolo QSB2), successivamente controllata con altri metodi (Meyerhof, Brinch-Hansen):

$$q_d = cN_c s_c + \gamma_1 D N_q + 0.5\gamma_2 B N_\gamma s_\gamma$$

dove

$\gamma_{1,2}$ = peso di volume medio rispettivamente sopra e sotto il piano di posa

c = coesione del terreno

D = profondità di posa della fondazione

B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

N_c , N_q , N_γ = coefficienti adimensionali legati rispettivamente al contributo del terreno coesivo, al terreno posto sopra al piano di posa della fondazione ed agli strati di coesione nulla

s_c , s_γ = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi sono state condotte utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. del citato D.M. 14.01.2008.

Le verifiche allo SLU GEO sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 1**, costituito da due combinazioni così articolate:

Combinazione 1 (A1+M1+R1), in cui sono invariati i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R);

Combinazione 2 (A2+M2+R2), in cui sono ridotti i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R).

Secondo normativa si raggiunge un adeguato grado di sicurezza quando risulta verificata la relazione:

$$\mathbf{R_d/E_d \geq 1}$$

I valori di progetto delle azioni (E_d) andranno calcolati utilizzando gli opportuni coefficienti parziali γ_G (carichi permanenti) e γ_Q (carichi variabili) da applicare, in funzione della combinazione 1 e 2, ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1)
coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_{c'}=1$; $\gamma_{\phi'} = 1$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo Rd = $q_{lim*}(B*L)/\gamma_R$ (Tabella 6.4.1 colonna R1) è:

PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	**L [cm]**	**q_{lim} [kg*cm^{-2}]**	**q_{lim} [kPa]**	**γ_R**	**Rd [kg*10^3]**	**Rd [kN]**
150	150	**3,10**	**304,01**	1	**69,75**	**684,01**
200	200	**3,37**	**330,48**	1	**134,80**	**1321,94**
250	250	**3,60**	**353,04**	1	**225,00**	**2206,50**
300	300	**3,85**	**377,56**	1	**346,50**	**3398,00**
350	350	**4,10**	**402,07**	1	**502,25**	**4925,39**

Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)
coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_{c'}=1.25$; $\gamma_{\phi'} = 1.25$; $\gamma_{cu}=1.4$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo Rd = $q_{lim*}(B*L)/\gamma_R$ diviene:

PLINTO DI FONDAZIONE								
B [cm]	**L [cm]**	**q_{lim} [kg*cm^{-2}]**	**q_{lim} [kPa]**	**γ_R**	**q_{lim}/γ_R [kg*cm^{-2}]**	**q_{lm}/γ_R [kPa]**	**Rd [kg*10^3]**	**Rd [kN]**
150	150	**1,79**	**175,54**	1,8	**0,99**	**97,52**	**22,38**	**219,42**
200	200	**1,92**	**188,29**	1,8	**1,07**	**104,60**	**42,67**	**418,42**
250	250	**2,02**	**198,09**	1,8	**1,12**	**110,05**	**70,14**	**687,83**
300	300	**2,13**	**208,88**	1,8	**1,18**	**116,05**	**106,50**	**1044,41**
350	350	**2,25**	**220,65**	1,8	**1,25**	**122,58**	**153,13**	**1501,64**

STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni (Metodo di Newmark) prodotte da un'azione (Ed) pari alla resistenza del terreno (Rd) calcolata con l'approccio 1- combinazione 2 sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo alla "Teoria dell'elasticità" (o Metodo semplificato di Terzaghi, 1943) (programma di calcolo QSB2). I risultati, nel caso di fondazione a plinto (ipotesi 2), sono riassunti nella seguente tabella:

PLINTO DI FONDAZIONE				
B [cm]	**L [cm]**	**Ed [kg*10^3]**	**Ed [kN]**	**Ced. S [mm]**
150	150	**22,38**	**219,42**	**15-16**
200	200	**42,67**	**418,42**	**21-22**
250	250	**70,14**	**687,83**	**27-28**
300	300	**106,50**	**1044,41**	**32-33**
350	350	**153,13**	**1501,64**	**39-40**

Si segnala un possibile diverso sviluppo verticale delle unità geotecniche, elemento che potrebbe condurre a modesti cedimenti differenziali anche a parità di geometria fondazionale e di carico applicato, di cui tener debita considerazione in fase di progettazione strutturale.
Va tuttavia ricordato come per la determinazione degli SLE geotecnici sia necessaria una interazione tra valutazioni geotecniche ed esigenze strutturali/progettuali: i cedimenti, infatti, sono funzione sia della geometria della fondazione che dei carichi applicati (azioni progettuali) mentre la massima deformazione accettabile dalla sovrastruttura non può che essere definita nel progetto strutturale.
Le informazioni sui cedimenti, pertanto, non sono da considerarsi una valutazione definitiva sugli SLE geotecnici, bensì un primo approccio indispensabile per la loro determinazione.

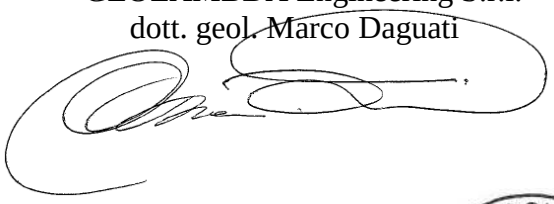
3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive

Sulla scorta di quanto sopra definito, in fase progettuale ed esecutiva sarà necessario rammentare quanto segue:

1. La capacità portante di un terreno e conseguentemente la sua resistenza, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate, pertanto, sarà necessario verificare nuovamente la risposta geotecnica.
2. Per quanto concerne gli stati limite d'esercizio, questi consentiranno di definire forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione nel rispetto delle esigenze progettuali dell'opera. Come per la capacità portante, anche l'entità dei cedimenti calcolata nei paragrafi precedenti deve intendersi come una stima di primo riferimento per la definizione dello stato limite di esercizio (ai sensi del vigente D.M. 14.01.2008), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.
3. Qualora si prevedessero strutture in adiacenza ad altre esistenti, si suggerisce di non collegare rigidamente le varie opere al fine evitare l'insorgere di lesioni imputabili a comportamenti differenziali dipendenti sia dalle deformazioni del terreno (cedimenti) che dalla diversa risposta alle sollecitazioni sismiche.

Codogno, 14.03.2017

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
dott. geol. Marco Daguati



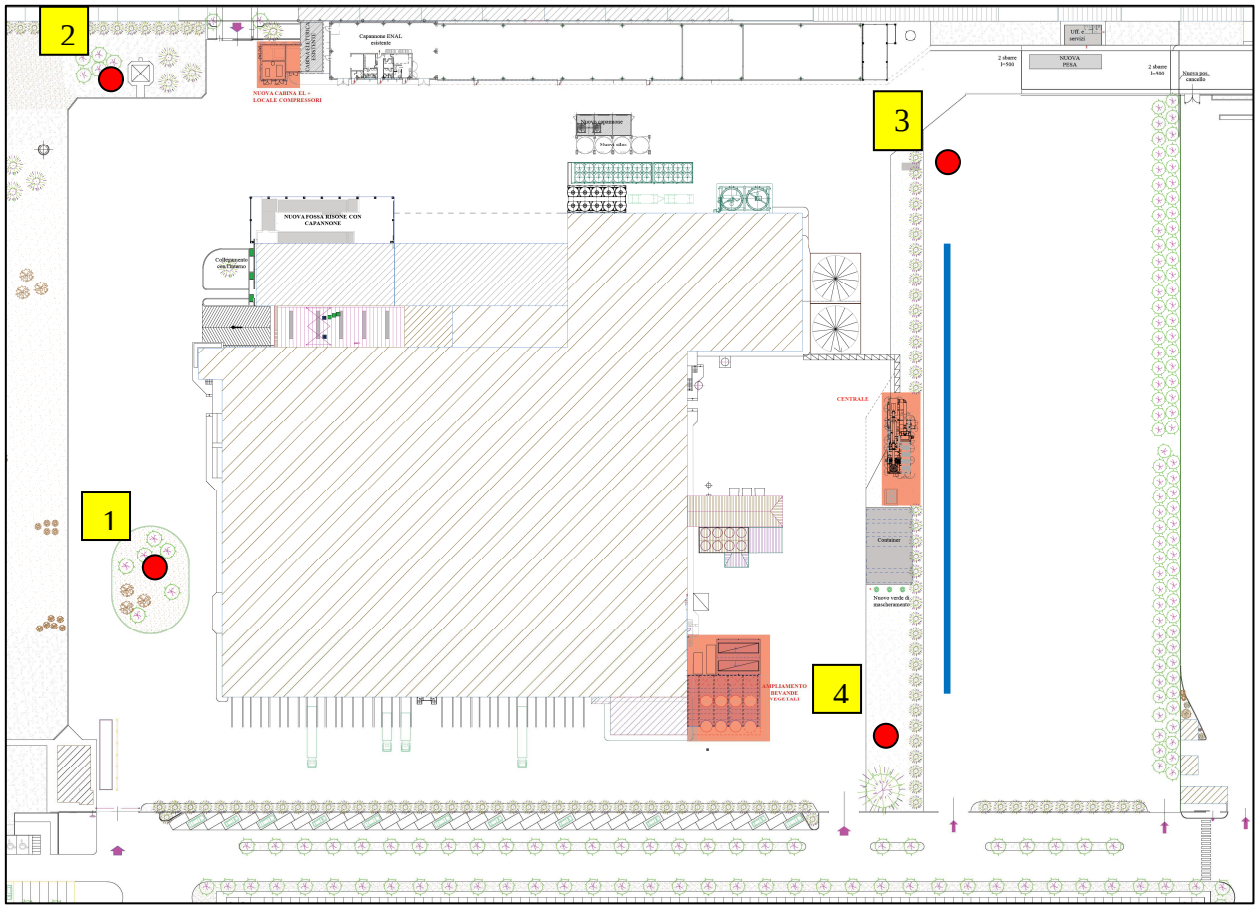


ALLEGATO 8 – Ubicazione indagini geognostiche

PLANIMETRIA DELL'AREA

Ubicazione delle prove penetrometriche e relativa numerazione

Traccia dello stendimento geofisico MASW



Planimetria generale

REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMETRICI e RELATIVA CORRELAZIONE TRA LE UNITA' GEOTECNICHE

Orizzonte vegetale	Terreno vegetale
Unità R	Terreno granulare disomogeneo (riporto?), da poco a mediamente addensato (matrice sabbiosa): $\Phi_{medio} = 28°$; $E_{medio}=100$ kg/cm^2.
Unità A (CPT 1,2,3)	Deposito di natura sabbioso-limosa: Φ=25°- 26° ; E=70-80 kg/cm^2.
Unità B	Deposito sabbioso poco addensato con orizzonti limosi: Φ=25°-27° ; E=120-150 kg/cm^2.
Unità C (CPT 1,2)	Deposito limoso-sabbioso: Φ=20°- 22° ; E=80-100 kg/cm^2.
Unità D	Deposito sabbioso mediamente addensato: Φ=25°- 27° ; E=180-250 kg/cm^2.

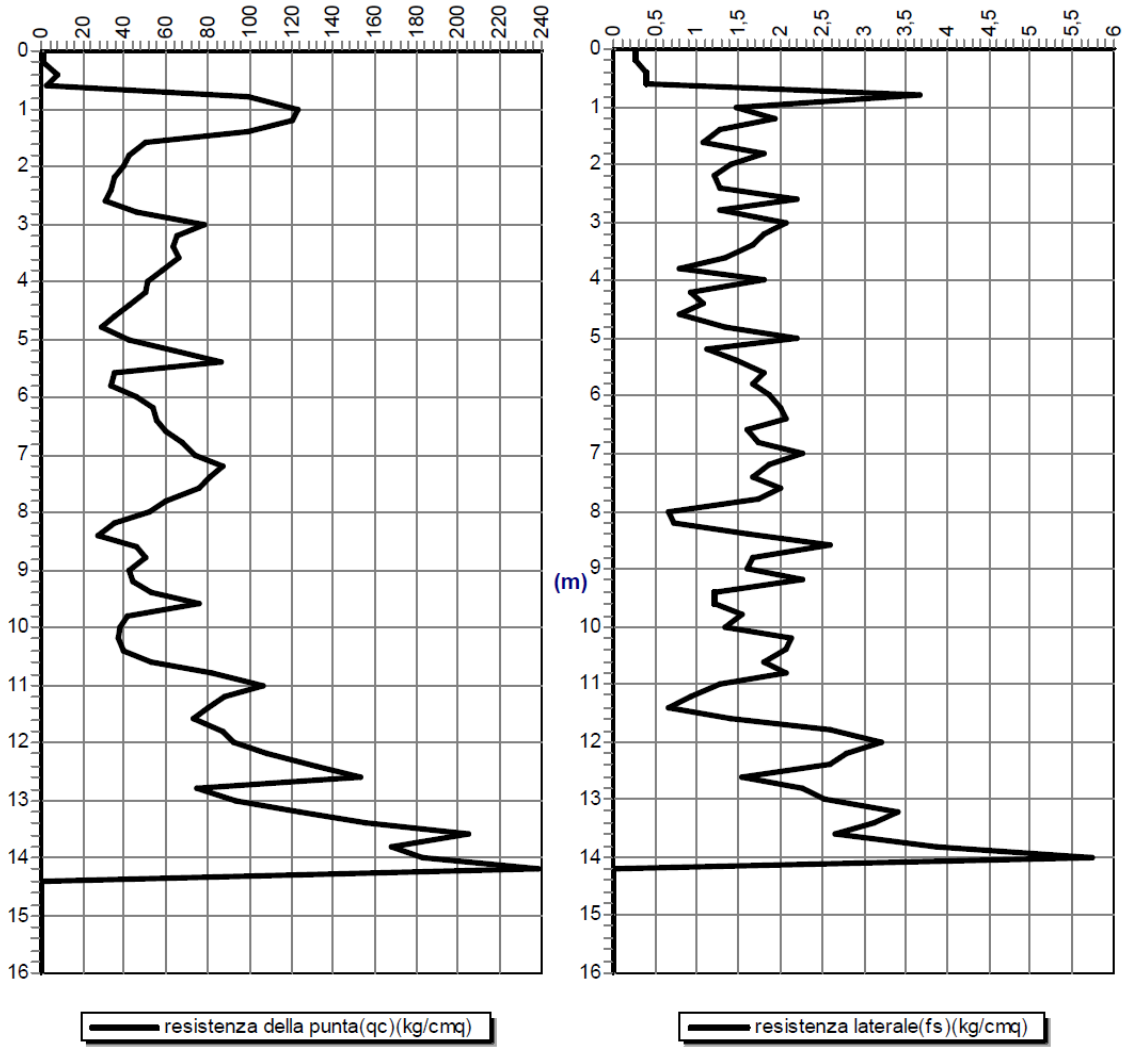
CPT n. 1			CPT n. 2			CPT n. 3			CPT n. 4		
Prof.	**Rp**	**Rl tot**	**Prof.**	**Rp**	**Rl tot**	**Prof.**	**Rp**	**Rl tot**	**Prof.**	**Rp**	**Rl tot**
m	**Kg/cm²**	**Kg/cm²**	**m**	**Kg/cm²**	**Kg/cm²**	**m**	**Kg/cm²**	**Kg/cm²**	**m**	**Kg/cm²**	**Kg/cm²**
0,2	1	2	**0,2**	1	2	**0,2**	1	2	**0,2**	1	2
0,4	8	12	**0,4**	33	57	**0,4**	106	140	**0,4**	12	25
0,6	3	9	**0,6**	26	38	**0,6**	84	145	**0,6**	48	60
0,8	99	105	**0,8**	12	27	**0,8**	65	106	**0,8**	43	69
1,0	123	178	**1,0**	95	111	**1,0**	42	67	**1,0**	185	239
1,2	120	142	**1,2**	35	70	**1,2**	39	58	**1,2**	90	106
1,4	99	128	**1,4**	24	52	**1,4**	56	80	**1,4**	147	173
1,6	50	69	**1,6**	21	37	**1,6**	66	109	**1,6**	126	172
1,8	42	58	**1,8**	31	48	**1,8**	53	73	**1,8**	50	100
2,0	40	67	**2,0**	45	62	**2,0**	58	76	**2,0**	105	163
2,2	35	56	**2,2**	49	68	**2,2**	49	72	**2,2**	96	136
2,4	33	51	**2,4**	55	81	**2,4**	53	70	**2,4**	83	124
2,6	31	50	**2,6**	64	90	**2,6**	48	66	**2,6**	69	97
2,8	46	79	**2,8**	78	100	**2,8**	44	62	**2,8**	68	96
3,0	78	97	**3,0**	84	109	**3,0**	48	68	**3,0**	66	90
3,2	65	96	**3,2**	82	100	**3,2**	48	64	**3,2**	59	81
3,4	63	90	**3,4**	62	99	**3,4**	43	60	**3,4**	50	70
3,6	66	91	**3,6**	61	87	**3,6**	35	50	**3,6**	54	78
3,8	58	78	**3,8**	47	67	**3,8**	35	48	**3,8**	57	88
4,0	51	63	**4,0**	55	73	**4,0**	33	45	**4,0**	38	59
4,2	50	77	**4,2**	61	77	**4,2**	60	74	**4,2**	44	65
4,4	42	56	**4,4**	53	71	**4,4**	46	62	**4,4**	72	90
4,6	35	51	**4,6**	52	76	**4,6**	64	83	**4,6**	64	88
4,8	29	41	**4,8**	85	102	**4,8**	61	81	**4,8**	65	86
5,0	42	62	**5,0**	101	122	**5,0**	60	81	**5,0**	99	127
5,2	64	97	**5,2**	84	114	**5,2**	55	74	**5,2**	95	123
5,4	86	103	**5,4**	86	103	**5,4**	31	47	**5,4**	33	54
5,6	35	57	**5,6**	57	83	**5,6**	68	90	**5,6**	34	56
5,8	33	60	**5,8**	52	71	**5,8**	113	139	**5,8**	45	73
6,0	46	71	**6,0**	58	76	**6,0**	131	167	**6,0**	19	28
6,2	54	82	**6,2**	83	108	**6,2**	122	164	**6,2**	58	71
6,4	55	85	**6,4**	57	86	**6,4**	73	110	**6,4**	88	115
6,6	60	91	**6,6**	63	83	**6,6**	55	81	**6,6**	113	143
6,8	68	92	**6,8**	51	71	**6,8**	68	87	**6,8**	88	123
7,0	74	100	**7,0**	55	76	**7,0**	80	96	**7,0**	73	100
7,2	87	121	**7,2**	77	101	**7,2**	65	84	**7,2**	58	86
7,4	81	109	**7,4**	70	94	**7,4**	85	110	**7,4**	80	101
7,6	76	101	**7,6**	58	84	**7,6**	61	75	**7,6**	48	72
7,8	60	90	**7,8**	40	59	**7,8**	48	65	**7,8**	54	79
8,0	52	78	**8,0**	44	60	**8,0**	51	70	**8,0**	69	91
8,2	35	45	**8,2**	49	57	**8,2**	56	80	**8,2**	77	111
8,4	27	38	**8,4**	29	46	**8,4**	70	93	**8,4**	103	144
8,6	46	70	**8,6**	38	51	**8,6**	91	113	**8,6**	185	228
8,8	50	89	**8,8**	37	50	**8,8**	97	126	**8,8**	103	116
9,0	42	67	**9,0**	38	53	**9,0**	114	146	**9,0**	53	89
9,2	44	68	**9,2**	30	44	**9,2**	78	111	**9,2**	43	67
9,4	53	87	**9,4**	35	48	**9,4**	144	170	**9,4**	48	71

9,6	76	94	**9,6**	27	40	**9,6**	155	199	**9,6**	61	82
9,8	41	59	**9,8**	44	55	**9,8**	174	224	**9,8**	72	91
10,0	38	61	**10,0**	14	32	**10,0**	192	251	**10,0**	80	99
10,2	37	57	**10,2**	27	41	**10,2**	212	280	**10,2**	60	96
10,4	40	72	**10,4**	22	36	**10,4**	229	305	**10,4**	68	87
10,6	53	84	**10,6**	44	52	**10,6**	324	412	**10,6**	81	104
10,8	82	109	**10,8**	91	110	**10,8**	233	313	**10,8**	56	83
11,0	106	137	**11,0**	70	104	**11,0**	238	316	**11,0**	55	77
11,2	88	107	**11,2**	67	102	**11,2**	-	-	**11,2**	46	67
11,4	80	94	**11,4**	101	127	**11,4**	-	-	**11,4**	50	66
11,6	73	83	**11,6**	76	114	**11,6**	-	-	**11,6**	53	71
11,8	87	108	**11,8**	68	95	**11,8**	-	-	**11,8**	53	71
12,0	92	131	**12,0**	110	146	**12,0**	-	-	**12,0**	72	95
12,2	108	156	**12,2**	126	149	**12,2**	-	-	**12,2**	83	114
12,4	132	174	**12,4**	86	128	**12,4**	-	-	**12,4**	104	137
12,6	153	192	**12,6**	82	118	**12,6**	-	-	**12,6**	113	148
12,8	75	98	**12,8**	94	132	**12,8**	-	-	**12,8**	119	155
13,0	93	127	**13,0**	142	178	**13,0**	-	-	**13,0**	113	158
13,2	124	162	**13,2**	161	204	**13,2**	-	-	**13,2**	23	38
13,4	156	207	**13,4**	111	152	**13,4**	-	-	**13,4**	122	142
13,6	205	252	**13,6**	123	156	**13,6**	-	-	**13,6**	67	100
13,8	168	208	**13,8**	147	205	**13,8**	-	-	**13,8**	20	55
14,0	183	241	**14,0**	94	132	**14,0**	-	-	**14,0**	97	118
14,2	238	324	**14,2**	128	163	**14,2**	-	-	**14,2**	157	191
14,4	-	-	**14,4**	134	187	**14,4**	-	-	**14,4**	213	264
14,6	-	-	**14,6**	151	207	**14,6**	-	-	**14,6**	-	-
14,8	-	-	**14,8**	124	163	**14,8**	-	-	**14,8**	-	-
15,0	-	-	**15,0**	139	171	**15,0**	-	-	**15,0**	-	-
15,2	-	-	**15,2**	99	142	**15,2**	-	-	**15,2**	-	-
15,4	-	-	**15,4**	121	168	**15,4**	-	-	**15,4**	-	-
15,6	-	-	**15,6**	173	213	**15,6**	-	-	**15,6**	-	-
15,8	-	-	**15,8**	-	-	**15,8**	-	-	**15,8**	-	-
16,0	-	-	**16,0**	-	-	**16,0**	-	-	**16,0**	-	-

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via A. Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: Riso Scotti S.p.a.
Località: Pavia
Data: 07/03/2017 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): Sigla: \CPT n.1

Grafico della prova

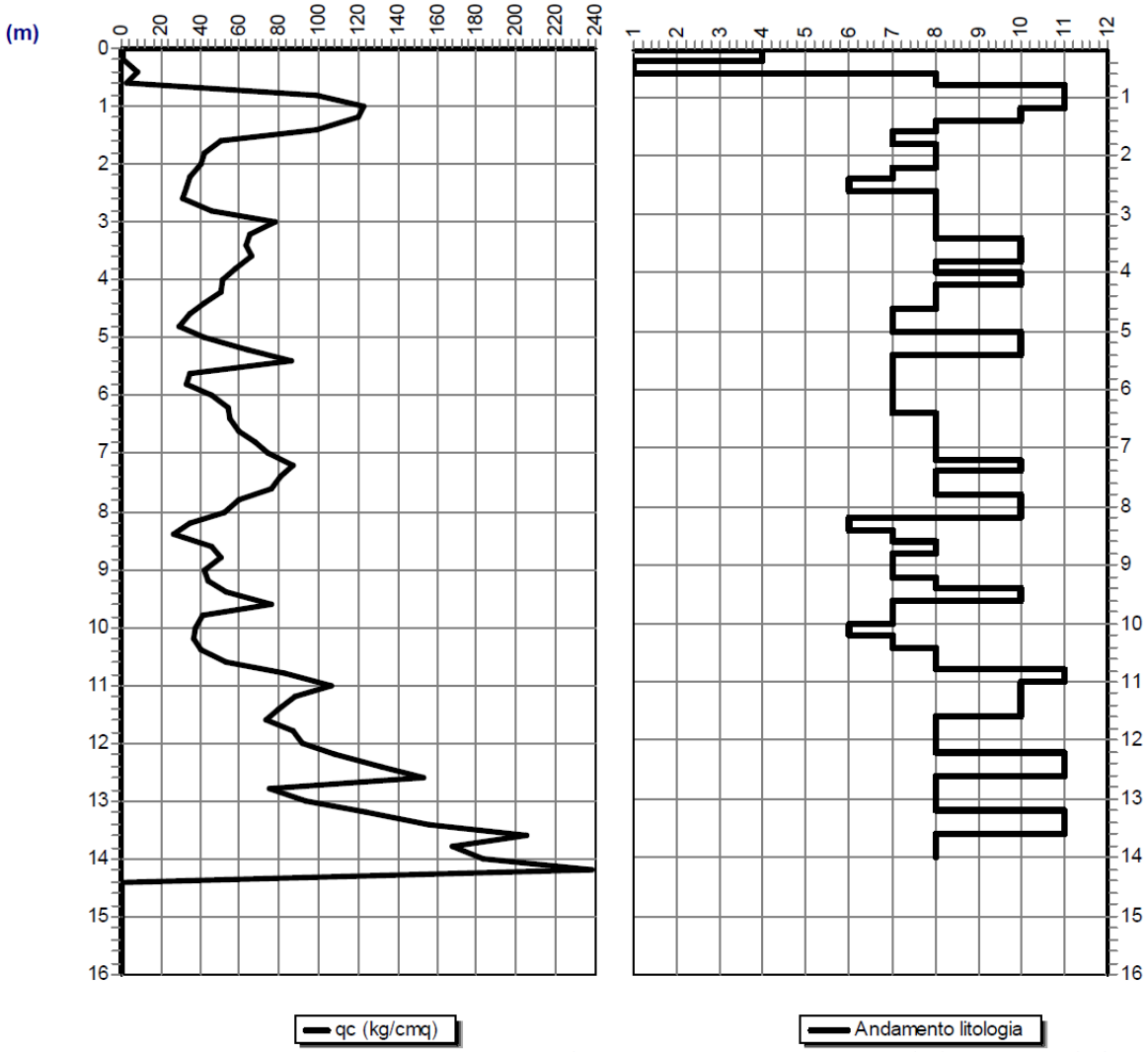


Profondità della falda dal p.c.(m): 7,5

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via A. Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: Riso Scotti S.p.a.
Località: Pavia
Data: 07/03/2017 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): p.c. Sigla: \CPT n.1

Grafico resistenza punta - litologia

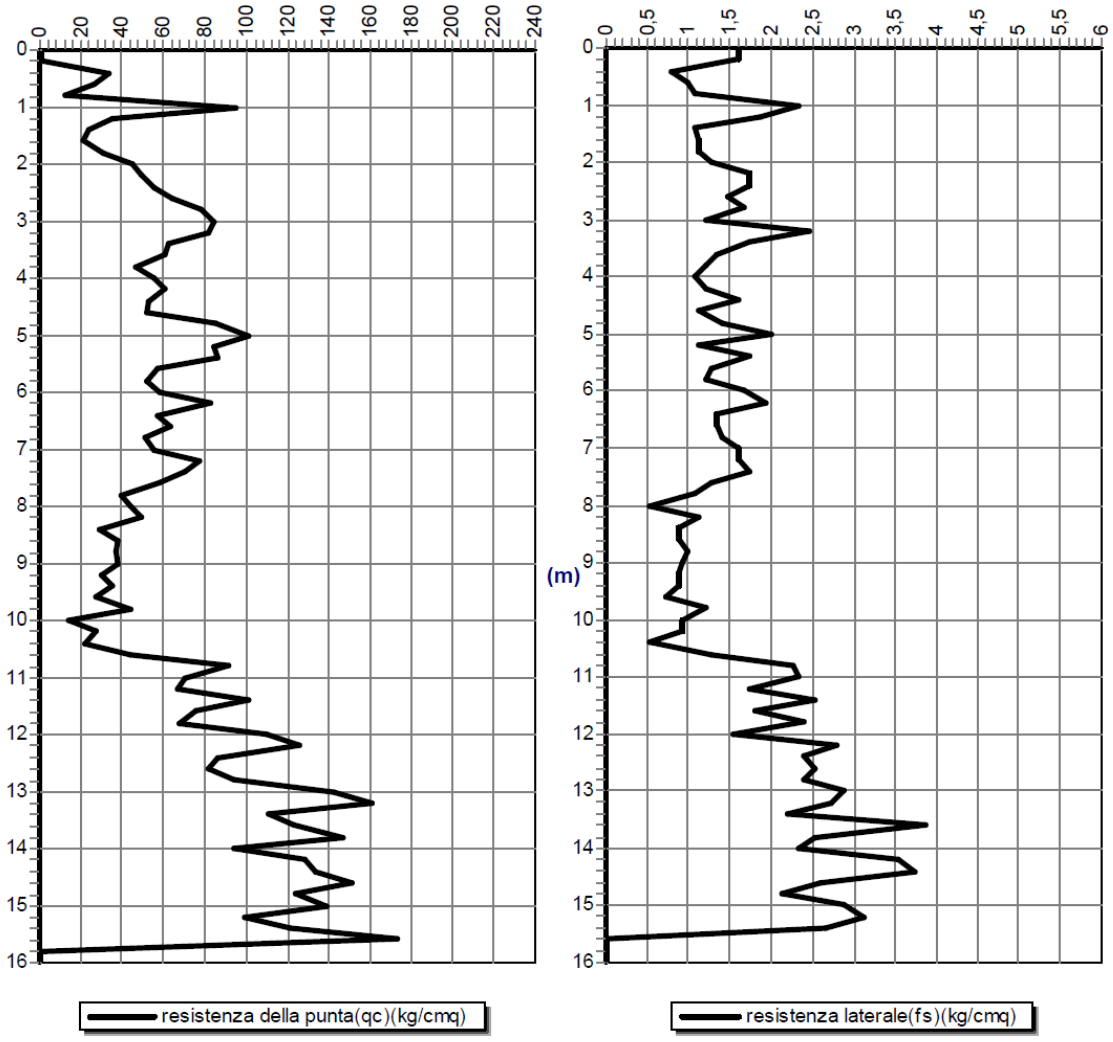


SCHMERTMANN(1978):1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via A. Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: Riso Scotti S.p.a.
Località: Pavia
Data: 07/03/2017 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): Sigla: \CPT n.2

Grafico della prova

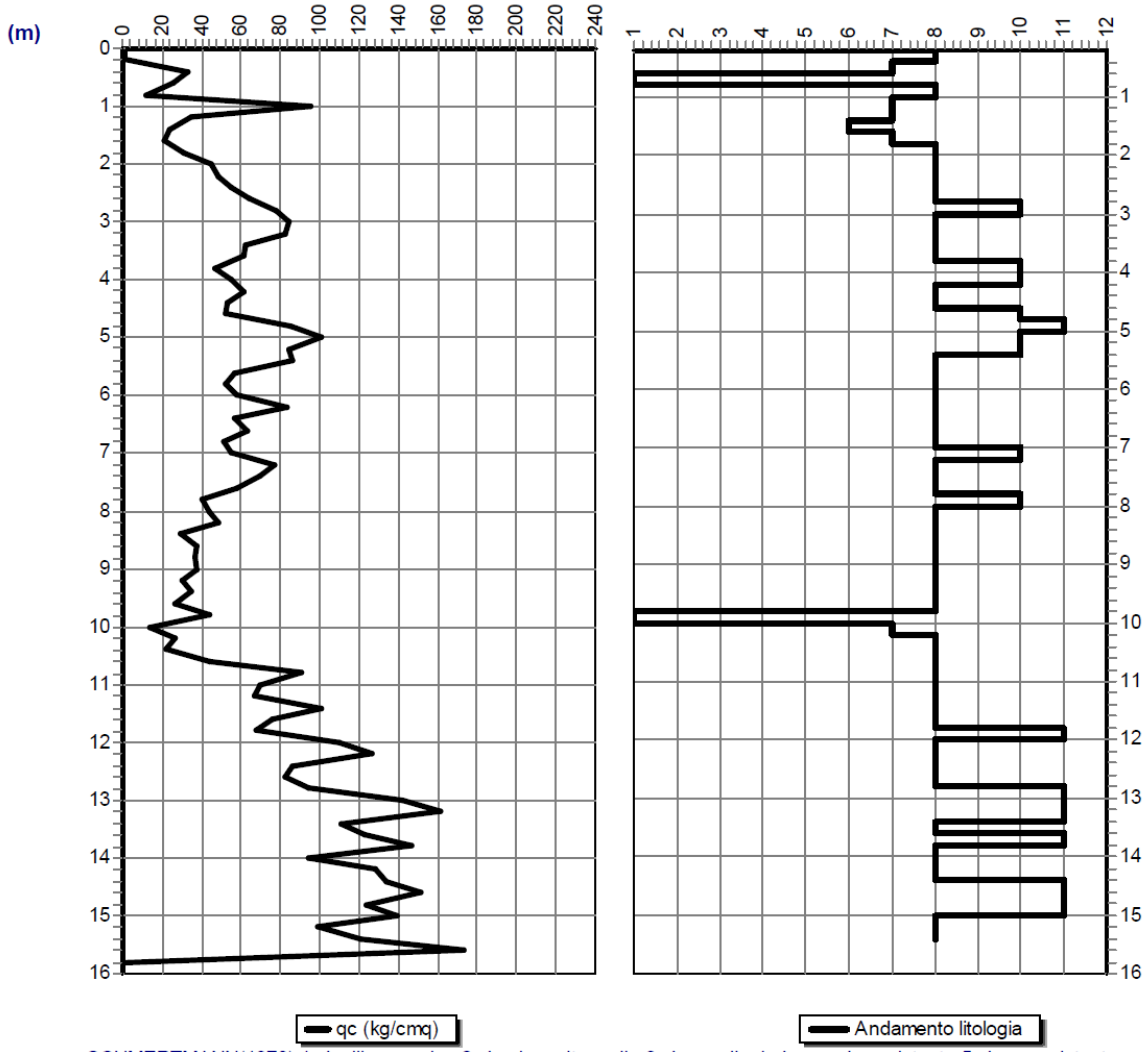


Profondità della falda dal p.c.(m): 7,45

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via A. Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: Riso Scotti S.p.a.
Località: Pavia
Data: 07/03/2017 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): Sigla: \CPT n.2

Grafico resistenza punta - litologia

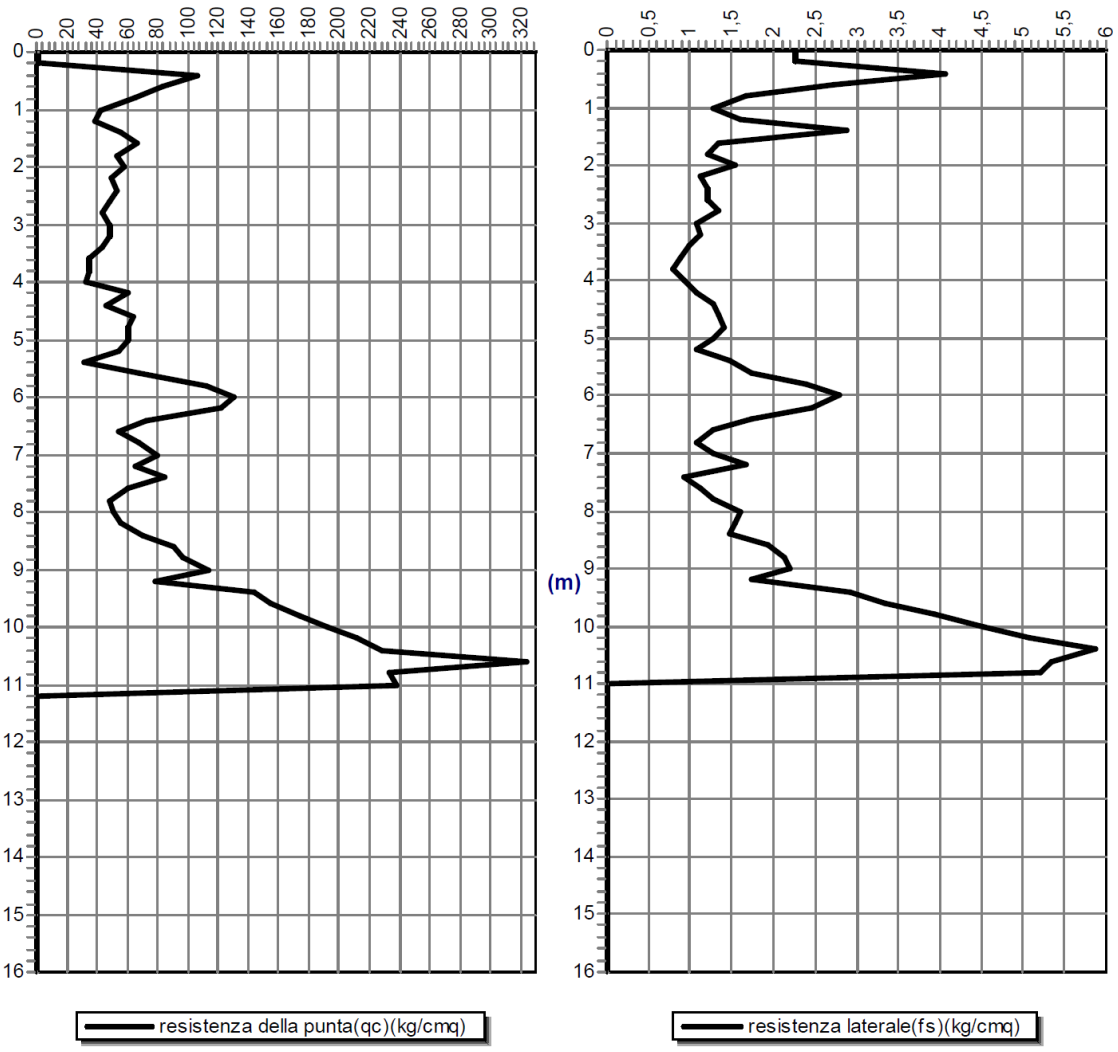


SCHMERTMANN(1978):1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via A. Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: Riso Scotti S.p.a.
Località: Pavia
Data: 07/03/2017 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): Sigla: \CPT n.3

Grafico della prova

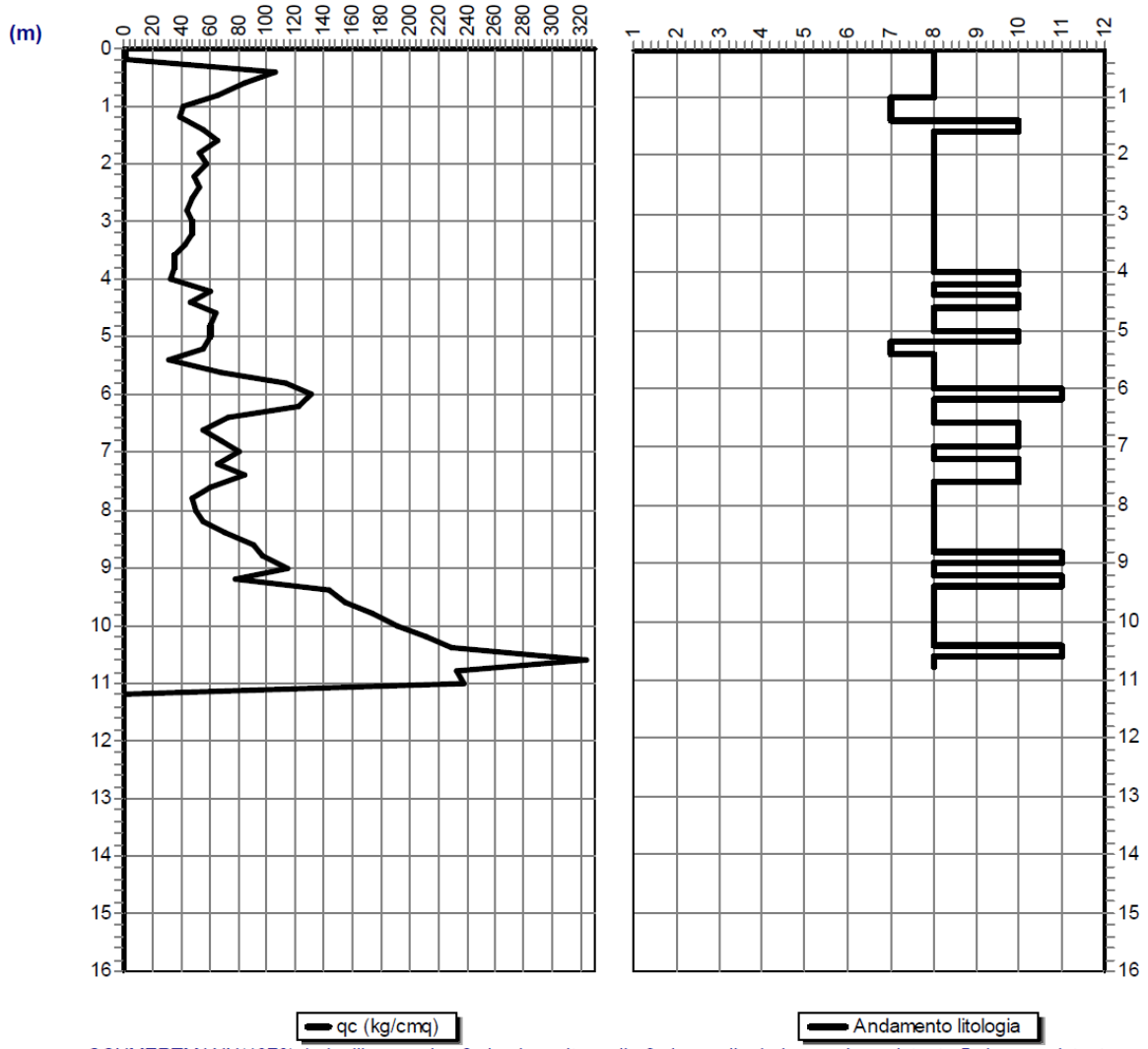


Profondità della falda dal p.c.(m): 8,55

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via A. Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: Riso Scotti S.p.a.
Località: Pavia
Data: 07/03/2017 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): Sigla: \CPT n.3

Grafico resistenza punta - litologia

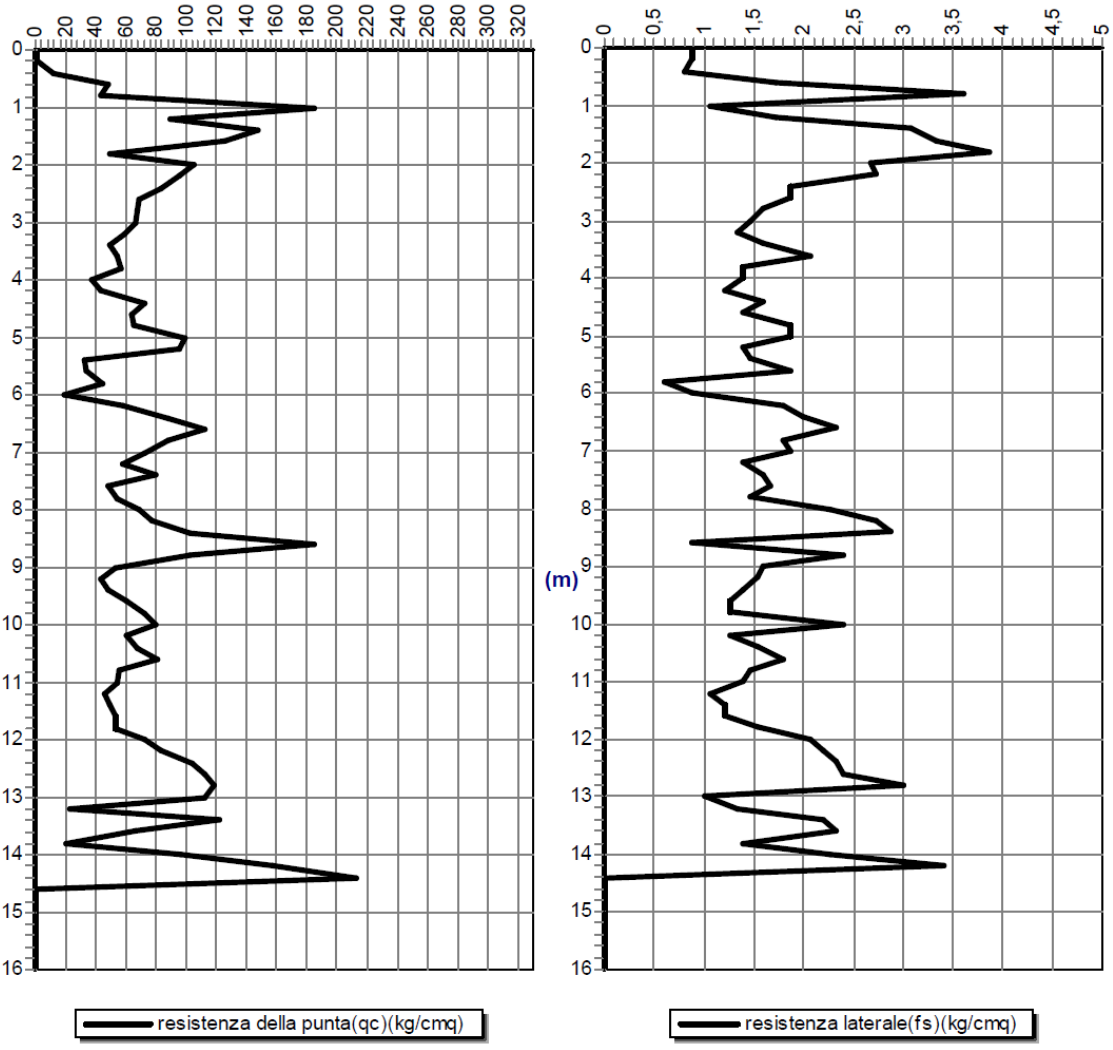


SCHMERTMANN(1978):1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via A. Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: Riso Scotti S.p.a.
Località: Pavia
Data: 07/03/2017 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): Sigla: \CPT n.4

Grafico della prova

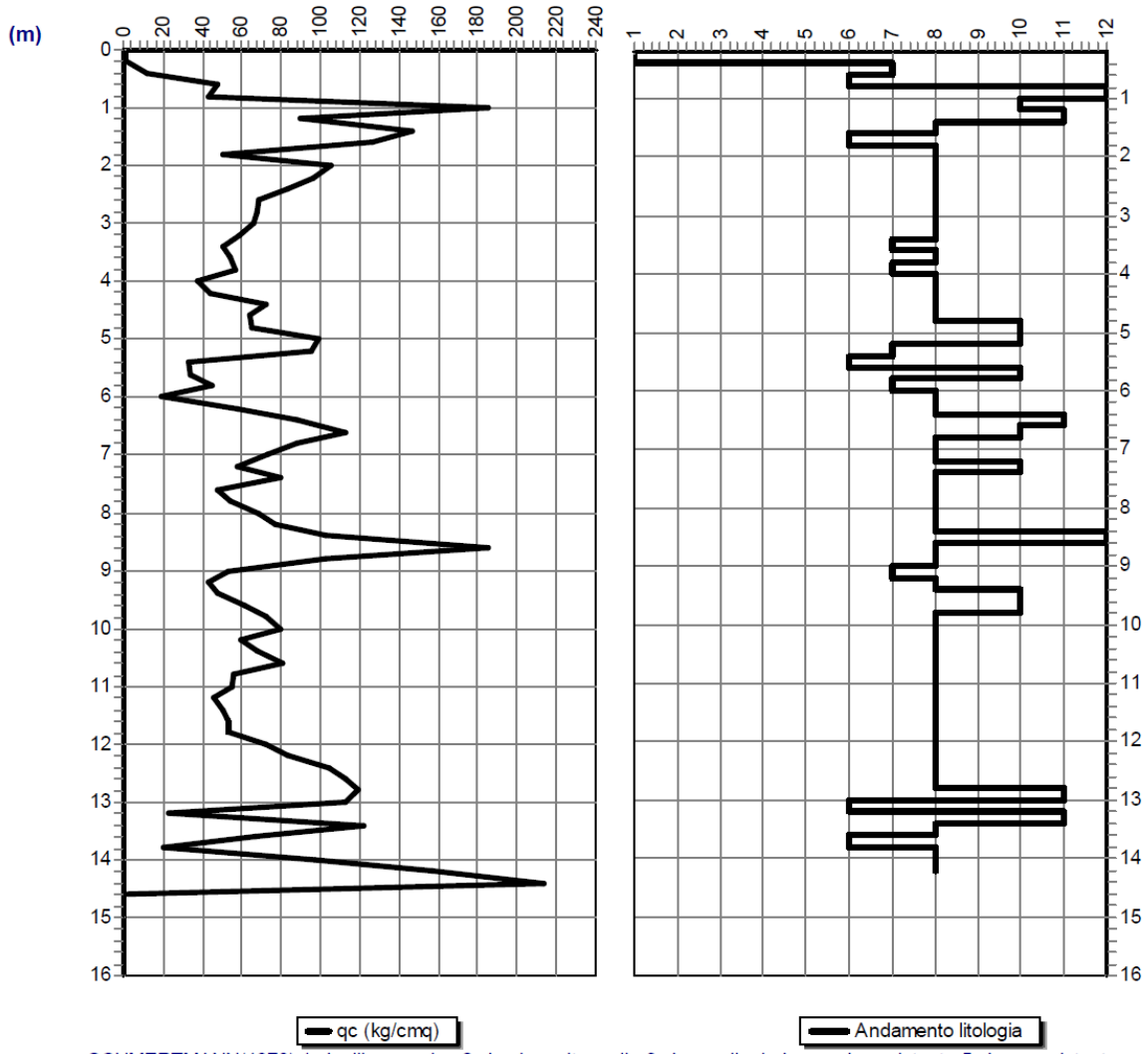


Profondità della falda dal p.c.(m): 8,40

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via A. Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: Riso Scotti S.p.a.
Località: Pavia
Data: 07/03/2017 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): Sigla: \CPT n.4

Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978):1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

COMUNE PAVIA

PROVINCIA DI PAVIA

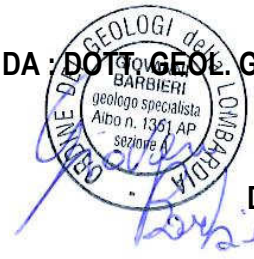
RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA A SUPPORTO DEL PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE EDILIZIA EX PALAZZINA UFFICI SCOTTI - LOTTO 2

VIA TORRETTA 27

Ai sensi D.M. 14 gennaio 2008 Nuove norme tecniche per le costruzioni 2008 e della D.G.R. n. IX/2616 "Aggiornamento dei 'Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio"

COMMITTENTE: REAL ESTATE SRL

REDATTO DA : DOTT. GEOL. GIOVANNI BARBIERI



DATA: gennaio 2017

Dott. Giovanni Barbieri- Geologo

via Cignoli 115, 27058 Voghera (Pavia)

cell. 339-7110501 P.IVA 02062690181 C.F. BRBGNN76E11M109S

1. PREMESSA 3

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO 4

2.1 Aspetti geografici e geolitologici 5
2.2 Aspetti idrografici e idrogeologici 6
2.2.1 Movimenti dell'acqua nel terreno 7
2.3 Pericolosità sismica e fattibilità geologica 9

3. SISMICITÀ DELL'AREA 11

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO 13

4.1 Misura della Vs 30 tramite la tecnica "MASW" 14
4.2 Analisi dei risultati 15

5. CLASSIFICAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 23

5.1 Amplificazione locale 23
5.2 Fenomeno della liquefazione 27
5.3 Analisi del rischio alla liquefazione – Suolo C 28

6. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA 31

6.1 Indagini geognostiche in sito 31
6.2 Modello geologico - geomeccanico 32

7. OSSERVAZIONI INERENTI GLI INTERVENTI IN PROGETTO 35

7.1 Considerazioni geotecniche sull'interazione tra le nuove strutture di fondazione e il terreno di fondazione 35
7.2 Possibile interferenza con le acque sotterranee 36
7.3 Scavi 36
7.4 Terre e rocce da scavo 37

8. CONCLUSIONI 38

TAVOLE E ALLEGATI:

- **Allegato 1: Prova penetrometrica eseguita**
- **Allegato 2: verifica sismica di secondo livello**
- **Tavola 1: Sezione litostratigrafica interpretativa**

1. PREMESSA

La presente relazione, richiesta a supporto del progetto di ristrutturazione di un edificio esistente in Via Torretta 27, nel comune di Pavia, illustra i risultati delle indagini geologico - tecniche che hanno permesso di valutare il comportamento geomeccanico e sismico dei terreni di fondazione del manufatto in progetto.

Le indagini sono state finalizzate a:

- illustrare i principali lineamenti geomorfologici della zona, gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto e/o potenziali;
- definire le locali condizioni litologiche, la presenza di acque sotterranee e valutare le proprietà fisico - meccaniche dei terreni indagati, definendo il carico unitario ammissibile finalizzato ad un corretto dimensionamento delle opere di fondazione;
- suggerire eventuali opere di salvaguardia al fine di assicurare la stabilità del complesso costruzione – terreno, tali da evitare gli impatti esercitati dalla edificazione in progetto.

In quest'ottica si è proceduto ad un rilievo geologico-morfologico di dettaglio, alla consultazione di documenti bibliografici e strumenti urbanistici esistenti ed alla raccolta dei parametri geomeccanici puntuali mediante l'esecuzione di un'indagine sito specifica così definita:n.1 prova penetrometrica statica (CPT) n.1 stendimento sismico per indagine sismica MASW

Normativa di riferimento

Decreto Ministeriale 14.01.2008 Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997) Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali . - UNI

Eurocodice 7.2 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

Eurocodice 7.3 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

D.G.R. n. IX/2616 "Aggiornamento dei 'Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12', approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 28 maggio 2008, n. 8/7374

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

L'area oggetto d'indagine, è situata in prossimità di via Torretta, nella porzione centrale del comprensorio comunale di **Pavia,** ad una quota topografia di circa 71,5 m s.l.m. Il territorio analizzato è compreso nella sezione B7b4 della C.T.R a scala 1:10.000 e nella Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100000 nel Foglio n° 59"Pavia".



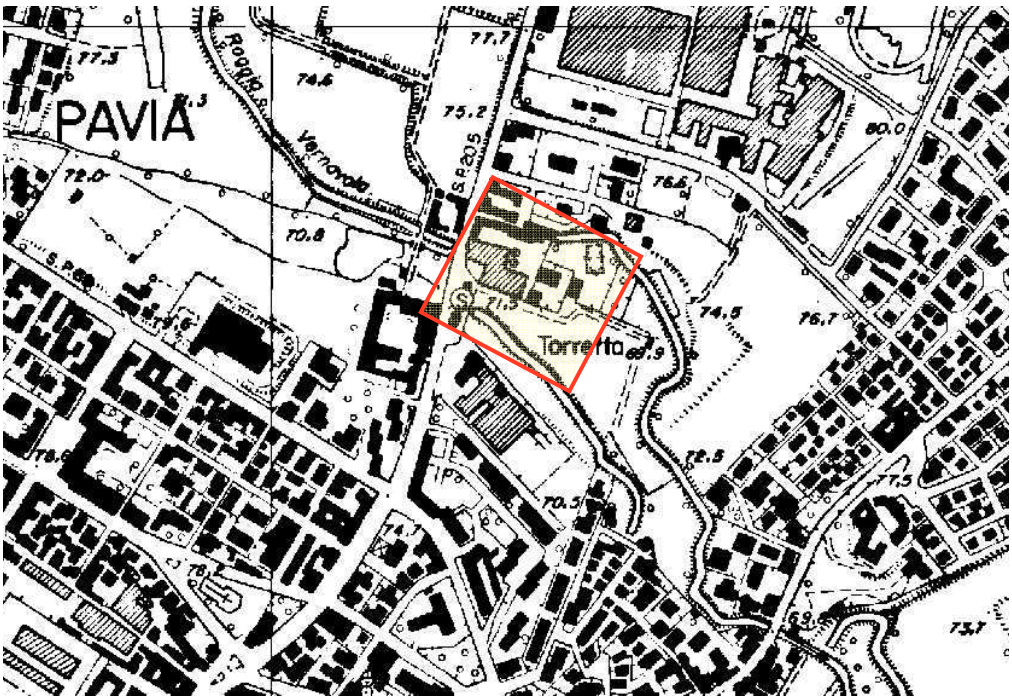


Fig. 1 – Immagine satellitare (google earth) e corografia C.T.R.

2.1 Aspetti geografici e geolitologici

Dal punto di vista idrografico l'elemento più vicino all'area in oggetto è rappresentato dal F. Ticino situato a poca distanza in direzione nord.

Il Fiume Ticino è l'asse idrogeologico principale del territorio in esame ma le direttrici di deflusso dominanti sono assimilabili a quelle dell'idrografia superficiale incentrate sull'alveo del Fiume Po; sono presenti inoltre numerose rogge e canali di irrigazione .

La morfologia pianeggiante della pianura pavese è movimentata in alcuni tratti da evidenti scarpate di terrazzo di origine fluviale che delimitano il "livello principale della pianura Lombarda" o "Piano generale terrazzato" (P.G.T.) dal ripiano inferiore.

La scarpata di erosione che divide il P.G.T. dal ripiano inferiore ha un'altezza variabile tra 2 e 5 m.

Il terrazzo basso è costituito, nel complesso, da depositi (*Alluvioni recenti*) caratterizzati da materiale sabbioso – ghiaioso molto recente, quindi non alterato (rappresentano i migliori inerti per scopi edilizi), localmente intercalati da rare lenti limose-argillose e ricoperti da una coltre non molto potente di limi di stanca che fungono da substrato al fertilissimo suolo agrario che caratterizza questa zona della pianura lombarda.

Il terrazzo alto (P.G.T.) è impostato su terreni simili ai precedenti (Fluviale wurm), ma più ricchi di sabbia e di lenti limose-argillose talora ricoperte localmente da limi successivi, difficilmente distinguibili.

Le alluvioni (*Alluvium recente*) deposte nell'alveo del fiume Ticino (Alluvioni recenti ed Alluvioni attuali, Olocene medio e superiore) sono caratterizzate da ghiaie, sabbie, limi e torbe.

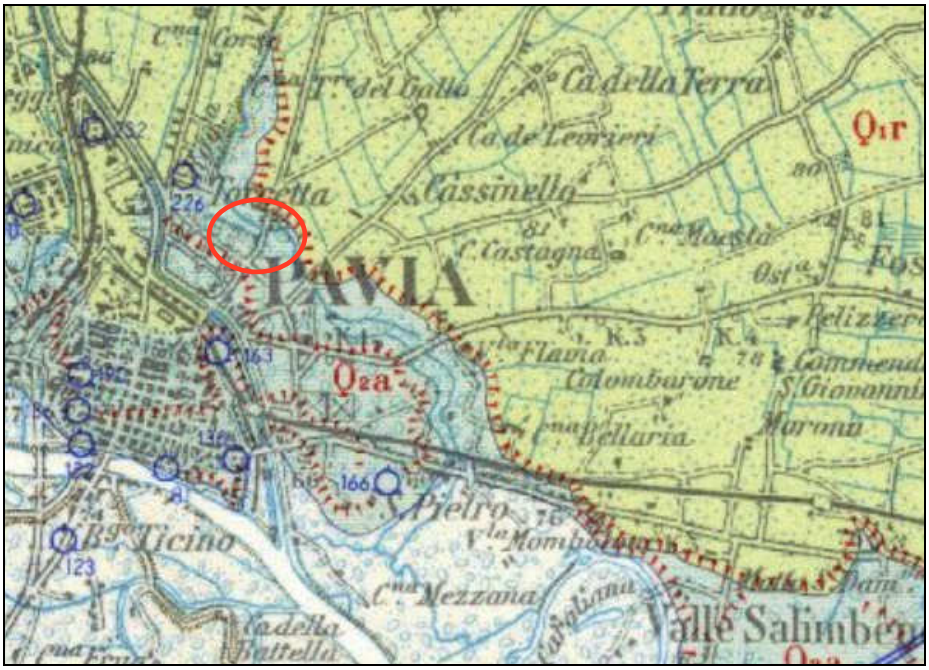


Fig. 2 - Carta geologica d'Italia foglio 59 "Pavia"

2.2 Aspetti idrografici e idrogeologici

L'area in esame ricade in una zona costituita da depositi costituiti da ghiaie, sabbie e limi (appartenenti alla formazione pleistocenica del Fluvioglaciale fluviale würm) che presentano una permeabilità primaria elevata (per porosità) e sono sede di una falda acquifera superficiale libera, con un senso di deflusso, verso sud-ovest a causa dell'effetto drenante operato dal Fiume Ticino che rappresenta l'asse idrologico principale del territorio in esame.

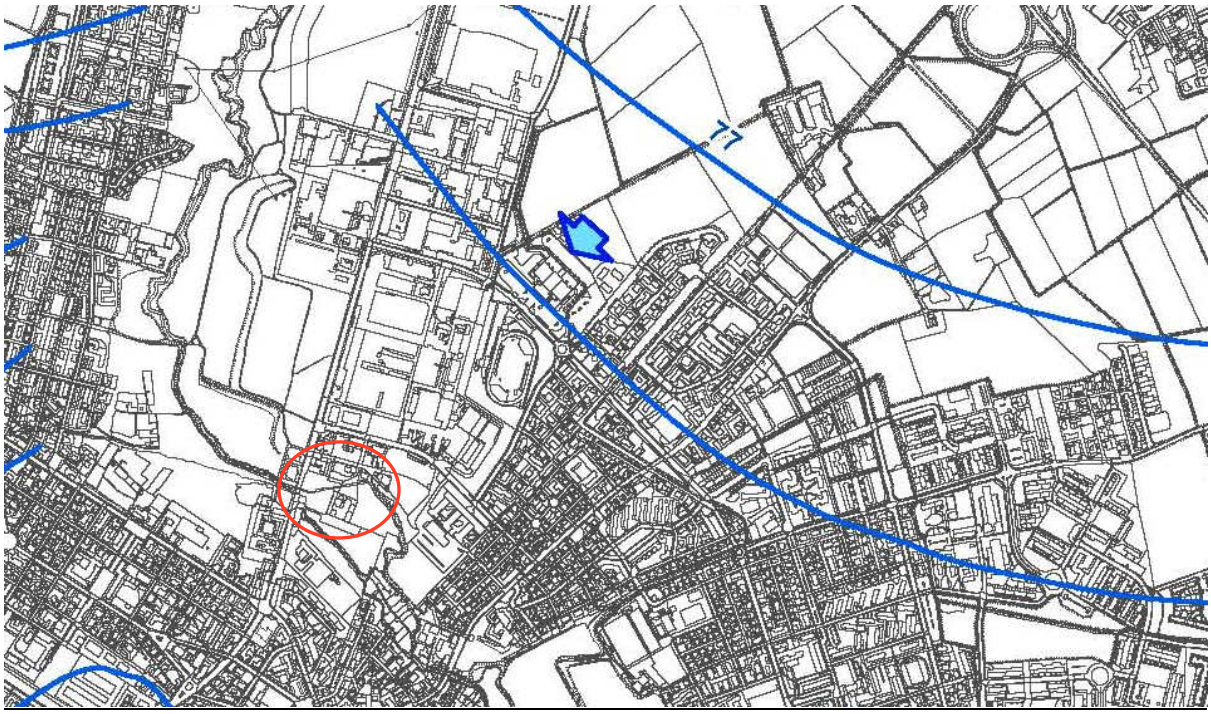


Fig.3 - Stralcio di "Carta delle isofreatiche" - studio geologico PGT

L'andamento generale della falda freatica presenta un andamento Nord-Sud, dall'analisi della carta della isofreatiche il livello della prima falda risulta ad una *quota compresa tra -75,00÷-76,00 m s.l.m.*

Durante l'indagine eseguita in sito, in data 26 giugno 2016, è stata rilevata la presenza della falda acquifera superficiale all'interno dei fori geognostici alla profondità di circa **-2,70 m da piano campagna** .

La particolare situazione litologica del sottosuolo, costituito da terreni mediamente permeabili, l'intensa attività irrigua e le dispersioni di acque nel sottosuolo a seguito di perdite rilevanti dei vari canali di adduzione, di irrigazione e di scorrimento superficiale, concorrono a creare una situazione idrogeologica instabile, tale situazione provoca nei mesi estivi (mag- set) una escursione della superficie freatica di circa 1,00÷2,00 m.

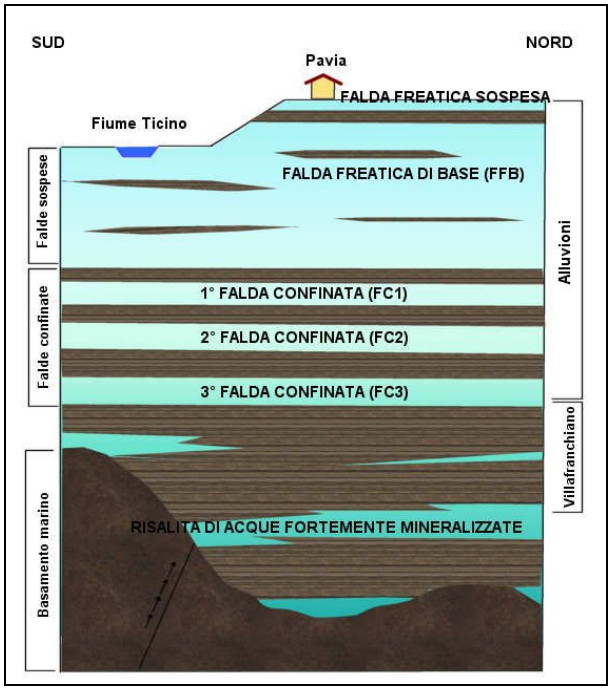


Fig. 4 - Schema delle unità idrogeologiche presenti nel sottosuolo di Pavia (tratto da Pilla - Atti Ticinensi di Scienze della Terra – Vol. XL - Università idrogeologico delle falde – 1988).

2.2.1 Movimenti dell'acqua nel terreno

La definizione esatta nello spazio della circolazione sotterranea delle acque di infiltrazione efficace è molto complessa e può essere sintetizzata secondo due tipologie di movimento principali:

- ✓ *sub-orizzontali* : sono legati al moto di deflusso delle acque della falda, hanno direzione di flusso prevalentemente orizzontale dalle zone di alimentazione alle zone di recapito o emergenza
- ✓ *sub-verticali* : assumono una direzione essenzialmente verticale ed un verso che può essere di tipo discendente durante il moto di percolazione verso la falda, ascendente nelle fasi di risalita capillare o misto durante le oscillazioni del livello piezometrico, con alternanze di movimenti ascendenti e discendenti.

La percolazione verso la falda è quel processo attraverso il quale le acque di infiltrazione efficace sotto l'azione della forza di gravità si muovono verso il basso attraverso i meati intercomunicanti del terreno (roccia, substrato roccioso, sedimenti di copertura) lungo percorsi più o meno lunghi e articolati.

La velocità del movimento verso la falda è in funzione del diametro dei meati e del tipo di comunicazione esistente tra loro, infatti si può osservare come a parità di quantità di acqua defluente attraverso una data sezione di terreno (acquifero) nell'unità di tempo e a parità di altri fattori condizionanti, le resistenze dovute all'attrito tra le particelle e l'acqua sono inversamente proporzionali alla dimensione dei meati, con un progressivo aumento della velocità con l'aumentare delle dimensioni dei vuoti intergranulari.

Al contrario l' ascensione capillare anch'essa funzione del diametro dei vuoti, è massima nei terreni con meati di piccolo diametro (limi e argille), nei quali le forze di adesione che si generano tra ogni singola molecola

d'acqua e quelle adiacenti poste entro un dato raggio d'influenza sono più elevate rispetto a quanto succede nei vuoti di grosso diametro (sabbie e ghiaie).

La seguente tabella fornisce indicazione di carattere qualitativo sulle altezze di risalita capillare per diversi tipi di terreni omogenei (Silin Beckurin, 1958).

Tabella – Altezze di risalita capillare per diversi tipi di terreno

Litologia	Risalita capillare (cm)
Sabbia grossolana	2 ÷ 5
Sabbia	12 ÷ 35
Sabbia fine	35 ÷ 70
Limo	70 ÷ 150
Argilla	150 ÷ 400

Dall'analisi della tabella precedente risulta che il terreno individuato al piano di posa delle fondazioni in esame (sabbia limosa), permette una risalita capillare dell'acqua dell'ordine di circa 35 ÷ 70 cm dal livello superficiale della falda freatica.

Le oscillazioni del livello piezometrico nel tempo sono continue, anche se a volte possono risultare impercettibili e sono regolate sia da cause naturali, sia da cause artificiali.

Le condizioni climatiche padane sono sostanzialmente di tipo continentale, con inverni rigidi ed estati calde, elevata umidità specie nelle zone con più ricca idrografia, nebbie frequenti specie in inverno, piogge piuttosto limitate e relativamente ben distribuite durante tutto l'anno; la ventosità è ridotta e frequenti sono gli episodi temporaleschi estivi. In generale si rileva che la quantità di pioggia che cade in questa stagione è superiore a quella invernale anche se più irregolarmente distribuita.

In autunno il clima è caratterizzato dall'ingresso sull'area padana di intense perturbazioni e le piogge che ne derivano sono in genere di rilevante entità.

In complesso la distribuzione annuale delle precipitazioni nell'area a clima padano presenta due massimi, uno principale in autunno (intorno ad ottobre-novembre) ed uno secondario in primavera (intorno a maggio - giugno).

Le principali cause naturali dell'innalzamento del livello freatico sono da ricercare negli apporti idrici dovuti alle precipitazioni atmosferiche e nei rapporti idrogeologici con i livelli dei fiumi e dei laghi.

Le più importanti variazioni dovute a cause artificiali sono attribuibili all'utilizzazione e/o ricarica delle falde da parte dell'uomo (per uso umano, agricolo, industriale).

2.3 Pericolosità sismica e fattibilità geologica

Dall'analisi dello studio geologico comunale redatto dal dott. Geol. Fabrizio Finotelli, allegato al P.G.T., del Comune di Pavia, risulta che l'area in esame ricade all'interno della **classe 3 – Fattibilità con consistenti limitazioni**

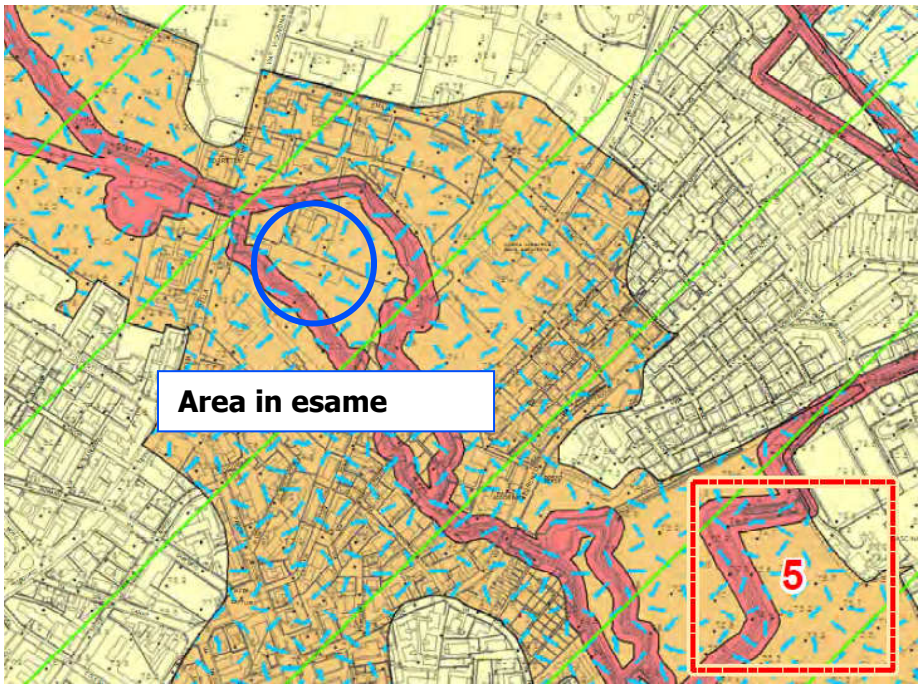
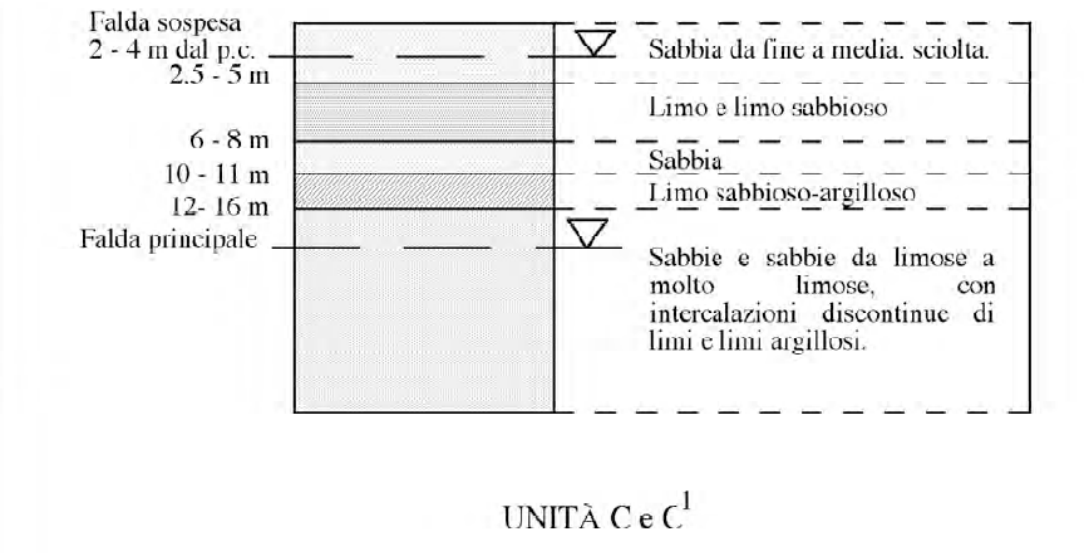
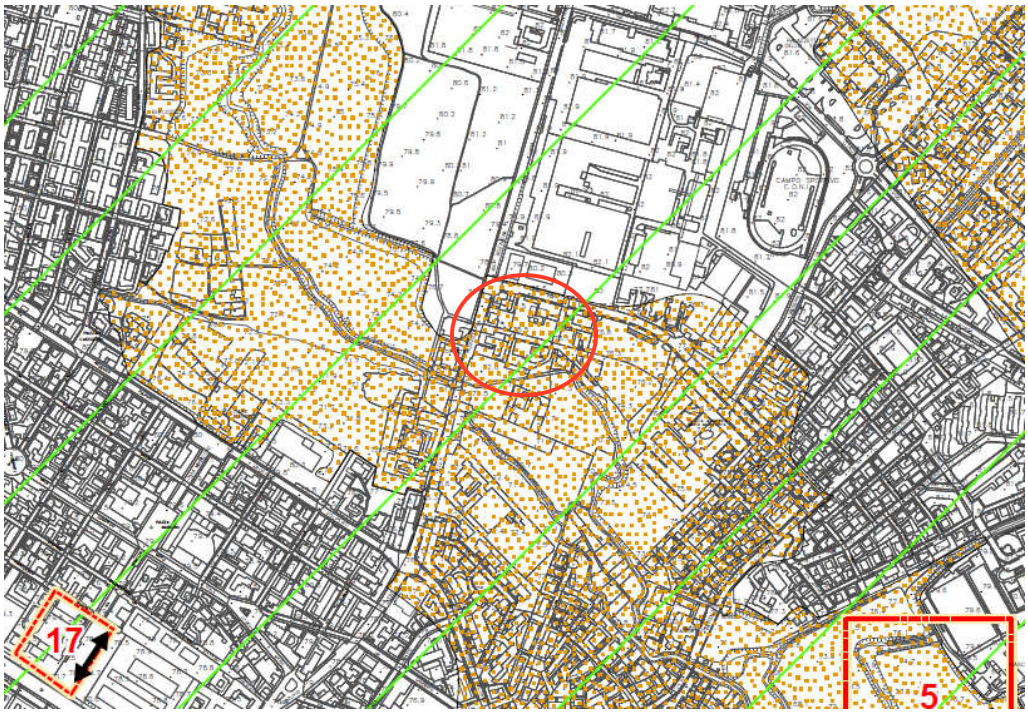


Fig.5 - Stralcio di "Carta della fattibilità geologica" – studio geologico PGT

Classe 3 (arancione) - Fattibilità con consistenti limitazioni. La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **C** e **D** di cui alla TAV. 9; le sotto-unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche $\mathbf{E}_B$, $\mathbf{E}^1_B$ e $\mathbf{F}_B$ di cui alla TAV. 9; le aree edificate ricadenti nella Fascia fluviale B in classe di rischio idraulico R3; le zone contraddistinte dalla locale presenza di cavità nel sottosuolo (collettori fognari di epoca romana e medioevale) in genere con sommità a quote debolmente inferiori rispetto alle fondazioni dell'edificato esistente, i cui eventuali crolli potrebbero indurre cedimenti o lesioni strutturali più o meno gravi al patrimonio edilizio esistente; i siti contaminati o potenzialmente tali (procedure ex D.M. 471/1999, D. Lgs. 152/2006 e s.m.i. e situazioni confrontabili pre D.M. 471/1999) ad esclusione dei siti già indagati con verifica di assenza di contaminazioni o già bonificati, con area svincolata e/o con certificato provinciale di avvenuta bonifica già emesso.



Dal punto di vista degli scenari di pericolosità sismica locale, l'area, come tutto il territorio comunale, ricade all'interno dello scenario Z2 "Zona con terreni di fondazionecon caratteristiche geotecniche parzialmente scadenti nei primi metri di profondità".



Z2. Zone con terreni di fondazione con caratteristiche geotecniche potenzialmente scadenti nei primi metri di profondità (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) o con depositi granulari fini saturi, ove gli effetti da sisma possono originare cedimenti e/o liquefazioni. Sono state inserite in questa classe le seguenti unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche (vedi TAV. 9): aree interessate da riporti di varia entità, costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc. (perimetrazione indicativa); $A^1_{(a)}$; $A^2_{(a)}$; $B^1_{(a)}$; $B^1_{(b)}$; C; C^1; D_B; D_C; D^1_C; D^2; D^3; E^1_B.

Fig. 6 – Carta di pericolosità sismica locale

3. SISMICITÀ DELL'AREA

La normativa sismica (D.M. 16 Gennaio 1996) in Italia, anteriormente al Marzo 2003, suddivideva il territorio nazionale in tre categorie di pericolosità (elevata, media e bassa). Per ciascuna categoria erano assegnati un grado di sismicità (S) ed un coefficiente di intensità sismica (C=(S-2)/100). Lo spettro di progetto Sa (T) si otteneva moltiplicando il coefficiente C (pari a 0.10g - 0.07g -0.04g in ordine decrescente di pericolosità sismica) per una forma spettrale R(T) indipendente dalle condizioni del sottosuolo. Queste normative sismiche non tengono conto del ruolo del terreno sulla modifica di forme ed ordinate spettrali, se non con la moltiplicazione dello spettro per il coefficiente di fondazione ε che di regola è unitario, salvo che per "terreni particolarmente compressibili" per i quali si consiglia di incrementare ε fino a 1.3.

L'Ordinanza PCM n° 3274 del 20/03/03 e Norme Tecniche allegate, che inserisce il territorio di PAVIA in zona sismica 4, fa riferimento a metodologie più recenti in cui il moto sismico è caratterizzato anche in relazione alle condizioni locali. Secondo l'OPCM 3274/03, i territori nazionali vengono suddivisi in zone sismiche in funzione della pericolosità locale, descritta in termini di accelerazione orizzontale massima attesa alla superficie di un sito rigido di riferimento (ag). I valori di accelerazione massima fissati nella nuova ordinanza per le zone 1, 2, 3 e 4 (rispettivamente 0.35g -0.25g - 0.15g – 0.05g) recepiscono la proposta del G.N.D.T. (1985) e risultano maggiori di quelli della precedente normativa. La normativa allegata all'OPCM 3274/03 richiede alle Regioni di eseguire la valutazione di ag sul proprio territorio e quindi di assegnarli ad una delle zone della nuova classificazione.

La Regione Lombardia con D.G.R. 7/14964 del 7/11/03 ha fornito alcune disposizioni preliminari per l'attuazione dell'OPCM 3274/03, confermando la classificazione dei territori comunali lombardi riportata nell'Ordinanza e l'adeguamento alle norme tecniche allegate.

Si specifica che a seguito della D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", il Comune di Pavia è passato dalla " classe sismica 4 " alla " classe sismica 3". In base a tale legge, che entrata in vigore dal 10 Aprile 2016 (D.G.R n. 4144/2015 Regione Lombardia che sostituisce la D.G.R 10 ottobre 2014 – n. X/2489) non sarà più possibile svolgere le verifiche geotecniche utilizzando le tensioni ammissibili, ma di fatto, in accordo con il D.M. 14 gennaio 2008, esse dovranno essere condotte agli stati limite.

In ogni caso la normativa sismica ed i parametri relativi a ciascun territorio risultano in veloce e continua revisione, soprattutto nell'ambito della convenzione tra INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) e DPC (Dipartimento Protezione Civile) che prevede l'assistenza per il completamento e la gestione della "mappa di pericolosità sismica" prevista dall'OPCM 3274.

Già l'Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06 fornisce una revisione dei valori di ag sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di PAVIA nella sottozona caratterizzata da valori di ag compresi tra 0.050 e 0.075 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

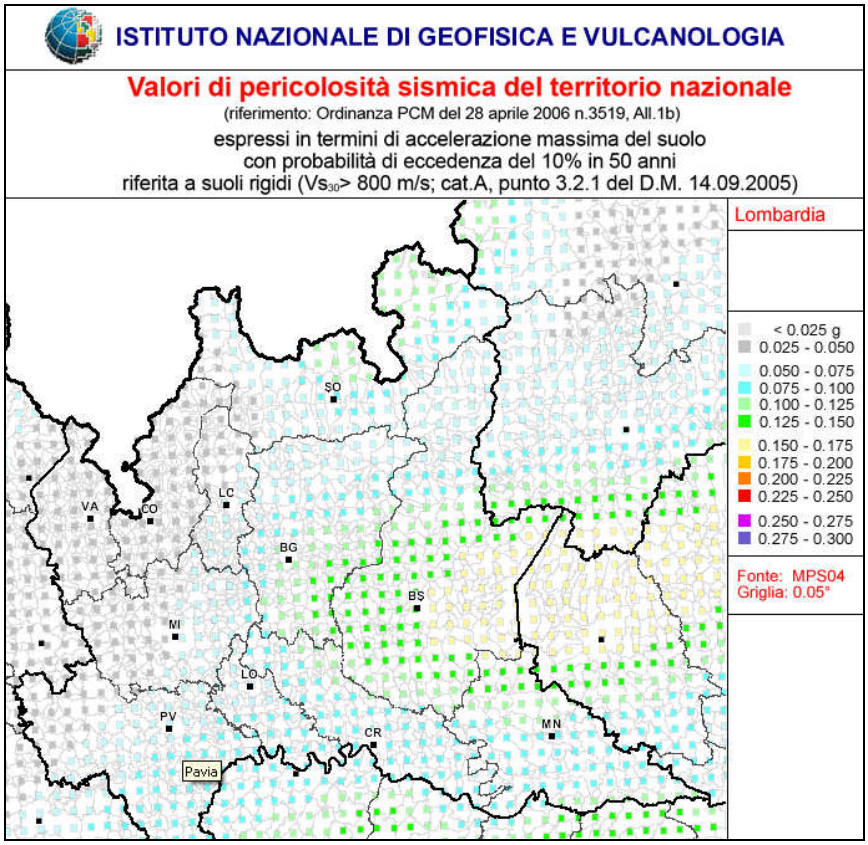


Fig.7 – Valori di pericolosità sismica della Lombardia

Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa. La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n°8/7374 del 28/05/2008 (punto 1.4.3) che "*la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'OPCM 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria"* e specifica altresì che "*ai sensi del D.M. 14/01/2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'All. B al citato D.M.".* I dati riportati nell'All. B del D.M. 14/01/2008 coincidono per lo più con quelli riportati nell'Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l'utilizzo di programmi applicativi.

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Le onde sismiche legate ad un evento tellurico, subiscono riflessioni e rifrazioni durante la loro propagazione a causa delle eterogeneità crostali.

Negli strati più superficiali, dal punto di vista geotecnico, questo può causare variazioni della capacità portante oppure dar luogo a incrementi della spinta sulle opere di sostegno o ancora, causare veri e propri fenomeni di instabilità particolarmente nei terreni potenzialmente *liquefacibili.*

Le onde meccaniche generate da un terremoto, inducono effetti diversi in relazione al tipo di terreno a seconda che questo abbia un comportamento stabile o instabile sotto l'effetto del moto vibratorio legato al sisma. Il terreno ha un comportamento stabile quando le sollecitazioni del sisma sono inferiori alla resistenza al taglio del terreno, quando i terreni sono costituiti da ghiaie, sabbie addensate e argille consistenti.

Il terreno ha un comportamento instabile, quando le sollecitazioni del sisma superano la resistenza al taglio del terreno e questo si verifica in terreni caratterizzati dalla presenza di argille molli e in terreni saturi, con effetto di degradazione legati alla pressione interstiziale.

La normativa D.M. del 14 gennaio 2008 "*Nuove norme tecniche per le costruzioni*" e successive integrazioni, la normativa tecnica europea (Eurocodici EC 7 e EC 8) e le più avanzate normative internazionali, attribuiscono la giusta importanza alla caratterizzazione sismica del terreno su cui dovranno essere realizzate opere di qualunque natura (edifici residenziali e industriali, opere di sostegno e di stabilizzazione di versanti, rilevati stradali, opere infrastrutturali, argini, dighe e opere idrauliche, gallerie, ponti e opere strutturali di grandi dimensioni).

La caratterizzazione del terreno dal punto di vista sismico in particolare e dinamico in generale, richiede come elemento indispensabile la conoscenza del profilo di velocità delle onde di taglio Vs degli strati di terreno presenti nel sito, fino alla profondità di almeno 30 m dal piano campagna, secondo quanto richiesto dalle sopracitate normative. Il profilo delle onde di taglio Vs nei primi 30 m di profondità risulta necessario per:

1. valutare il rischio di liquefazione del terreno in sito
2. valutare rischi di instabilità dei pendii e/o delle opere di sostegno
3. valutare i cedimenti dei rilevati stradali, delle opere di sostegno, delle fondazioni degli edifici

Sulla base del profilo di velocità delle onde di taglio Vs nei primi 30 m di profondità è possibile determinare una velocità equivalente Vs30 rappresentativa del sito in esame, che consente di classificare il sito come suolo di tipo A, B, C, D, E, S1, S2 secondo la nuova normativa sismica italiana o secondo la normativa europea Eurocodice 8.

Il calcolo viene sviluppato utilizzando la stratigrafia Vs e la seguente formula:

$$Vs_{30} = 30 / \Sigma_{i=1,N} h_1 / V_1$$

dove h1 e V1 indicano rispettivamente lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

Di seguito si riporta la tabella contenuta nel D.M. del 14 gennaio 2008 in base allo schema di classificazione dei siti.

4.1 Misura della Vs 30 tramite la tecnica "MASW"

Nella presente indagine sono stati utilizzati i risultati dell'indagine geofisica eseguita tramite la metodologia denominata "Masw" (Multichannel Analysis of Surface Waves).

Il metodo MASW è una tecnica d' indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in modo equivalente, la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi . Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J.1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori.

Nel metodo passivo, lo stendimento dei sensori può essere sia lineare che circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30 m - 50 m, in funzione della rigidezza del suolo. Il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0

Hz e 10Hz, quindi dà informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50m, in funzione della rigidezza del suolo.

4.2 Analisi dei risultati

La definizione del tipo di suolo ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, è stata possibile mediante l'esecuzione di indagini indirette basate sulle tecniche della sismica a rifrazione (misura diretta delle Vs_{30} con metodologia MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves).

L' acquisizione di campagna è stata realizzata mediante sismografo Ambrogeo a 16 bit, 24 geofoni verticali a 4,5 Hz e mazza energizzante da 8 Kg (Number of channels 24 Sampler interval 0,131 msec A/D Conversion 16 bit.)

A tale scopo, è stato predisposto uno stendimento sismico lineare con le seguenti caratteristiche:

S 1 - lunghezza pari a **36 m** con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 3,0 m;

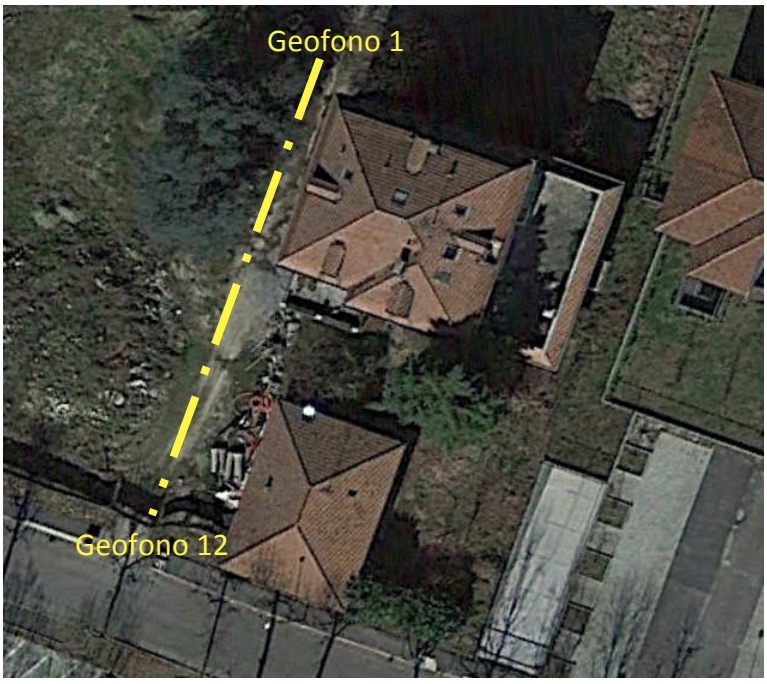


Fig. 8 - Ubicazione stendimento MASW

Il profilo M.A.S.W. indica una Vs_{30} di **292 m/s** a livello del piano di campagna.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito come:

suolo **tipo C** - *"Depositi 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* Vs_{30} *compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu30 < 250 kPa nei terreni a grana fine)".*

Si riporta di seguito, li profilo con la relativa velocità:

STENDIMENTO 1

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [m/sec]	1000.0
Interdistanza geofoni [m]	3.0
Periodo di campionamento [m/sec]	0.131

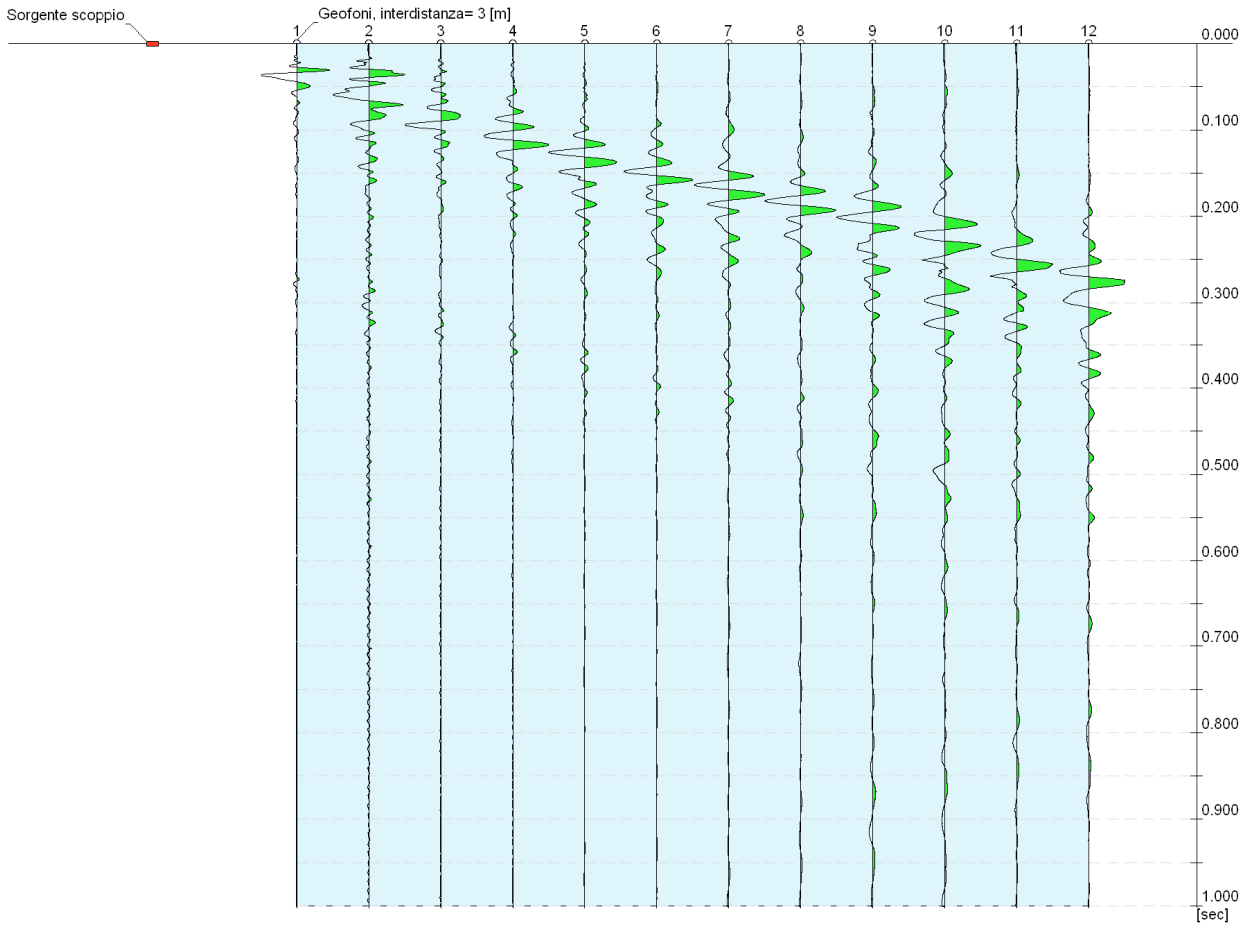


Fig. 9 - Sismogramma stendimento MASW

Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	50
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1

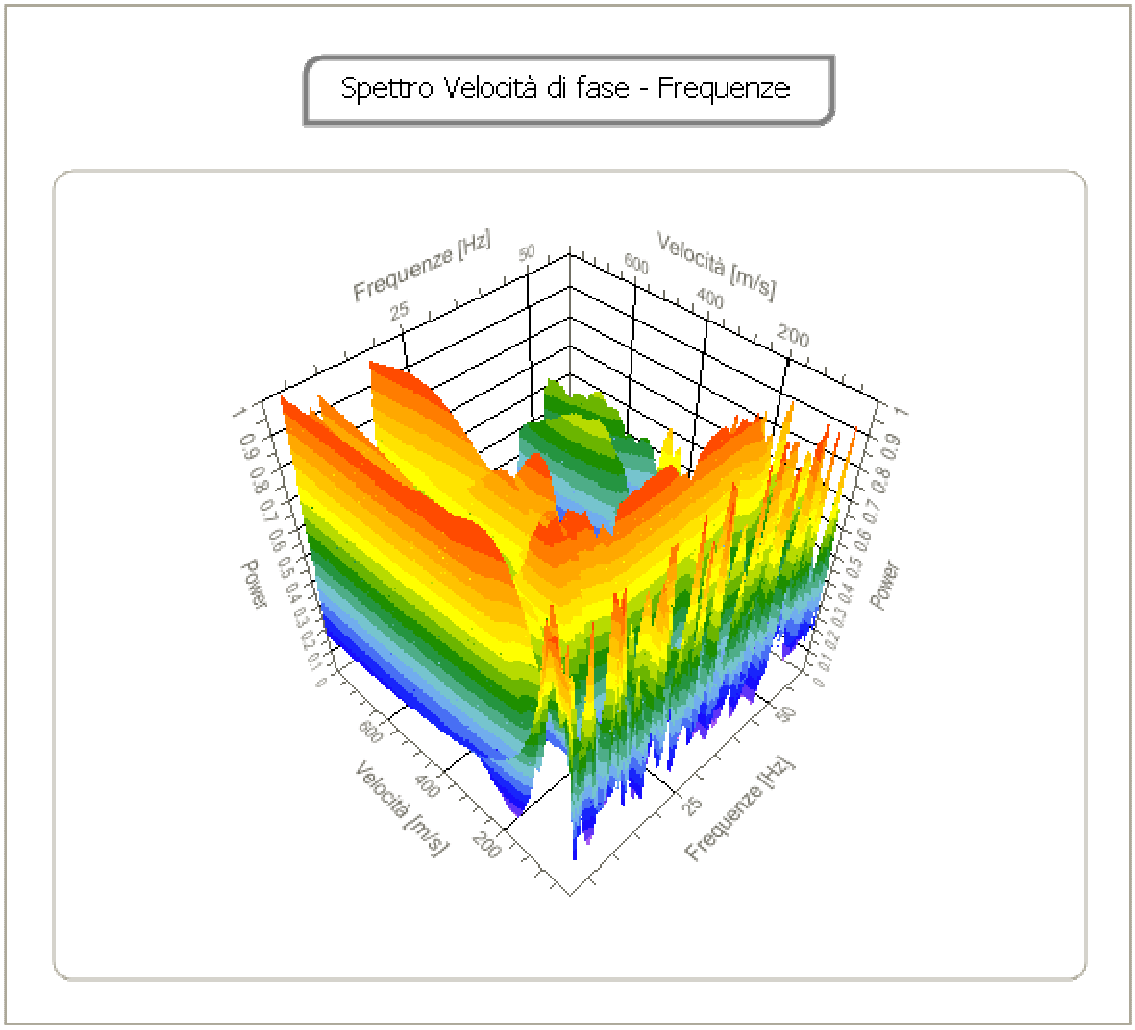


Fig. 10 - Spettro velocità di fase

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	4.7	386.5	0
2	7.5	246.8	0
3	10.2	193.1	0
4	13.0	178.7	0
5	15.7	177.2	0
6	18.5	176.5	0
7	21.2	174.0	0
8	24.0	172.4	0
9	26.7	174.6	0
10	29.5	182.0	0
11	32.2	195.8	0
12	34.9	215.7	0
13	37.7	239.8	0
14	40.4	264.8	0
15	43.2	287.0	0
16	45.9	303.0	0
17	48.7	311.6	0
18	51.4	315.5	0
19	54.2	323.8	0
20	56.9	354.2	0

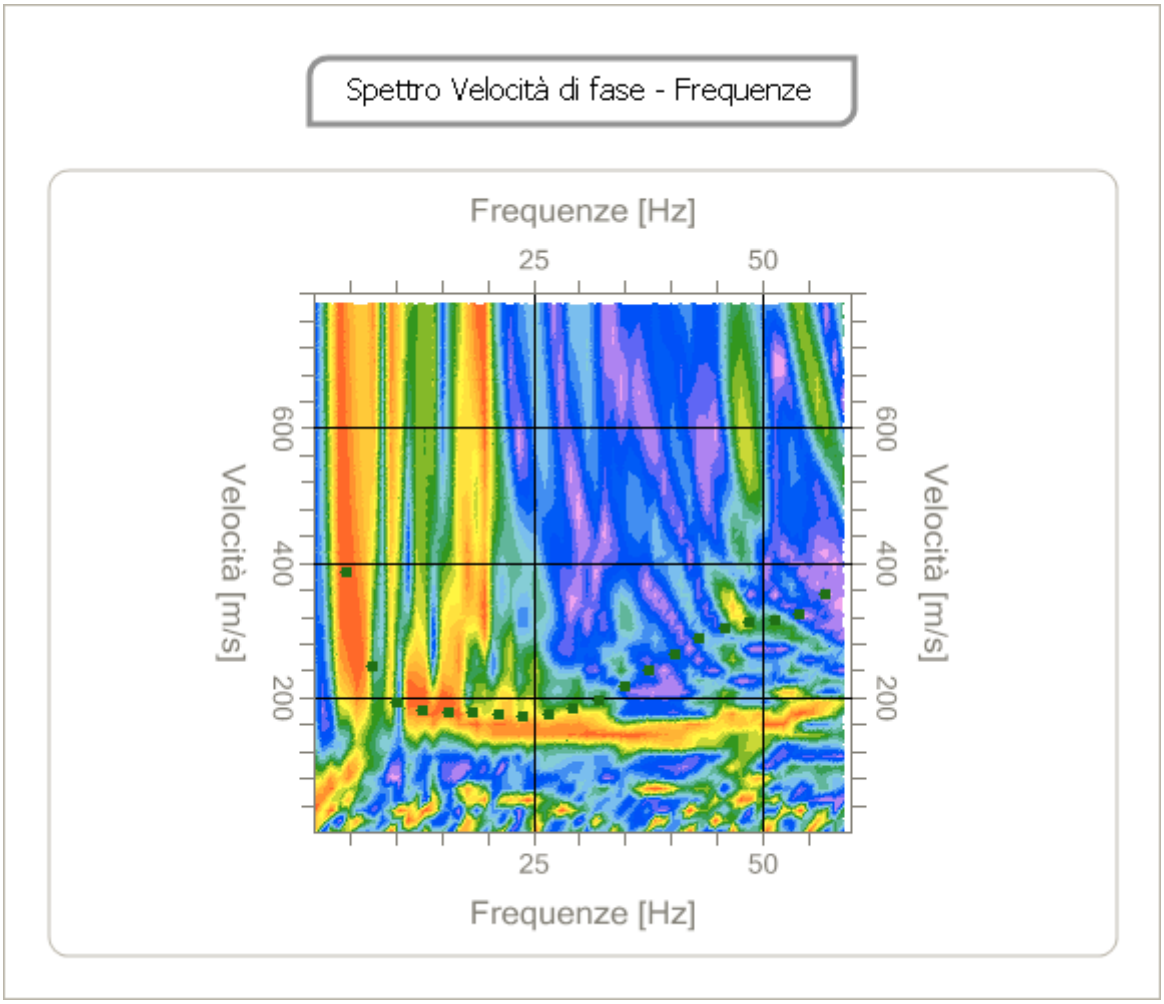


Fig. 11 - Curva di dispersione stendimento MASW

Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	1.27	1.27	1800.0	0.3	No	474.3	253.5
2	3.18	1.90	1700.0	0.3	Si	394.3	210.8
3	4.18	1.00	1800.0	0.3	Si	382.0	204.2
4	5.68	1.50	175.0	0.3	Si	388.6	207.7
5	10.81	5.13	1850.0	0.3	Si	389.5	208.2
	27.80	16.99	1900.0	0.3	Si	687.9	367.7
6	oo	oo	1950.0	0.3	Si	720.9	385.4

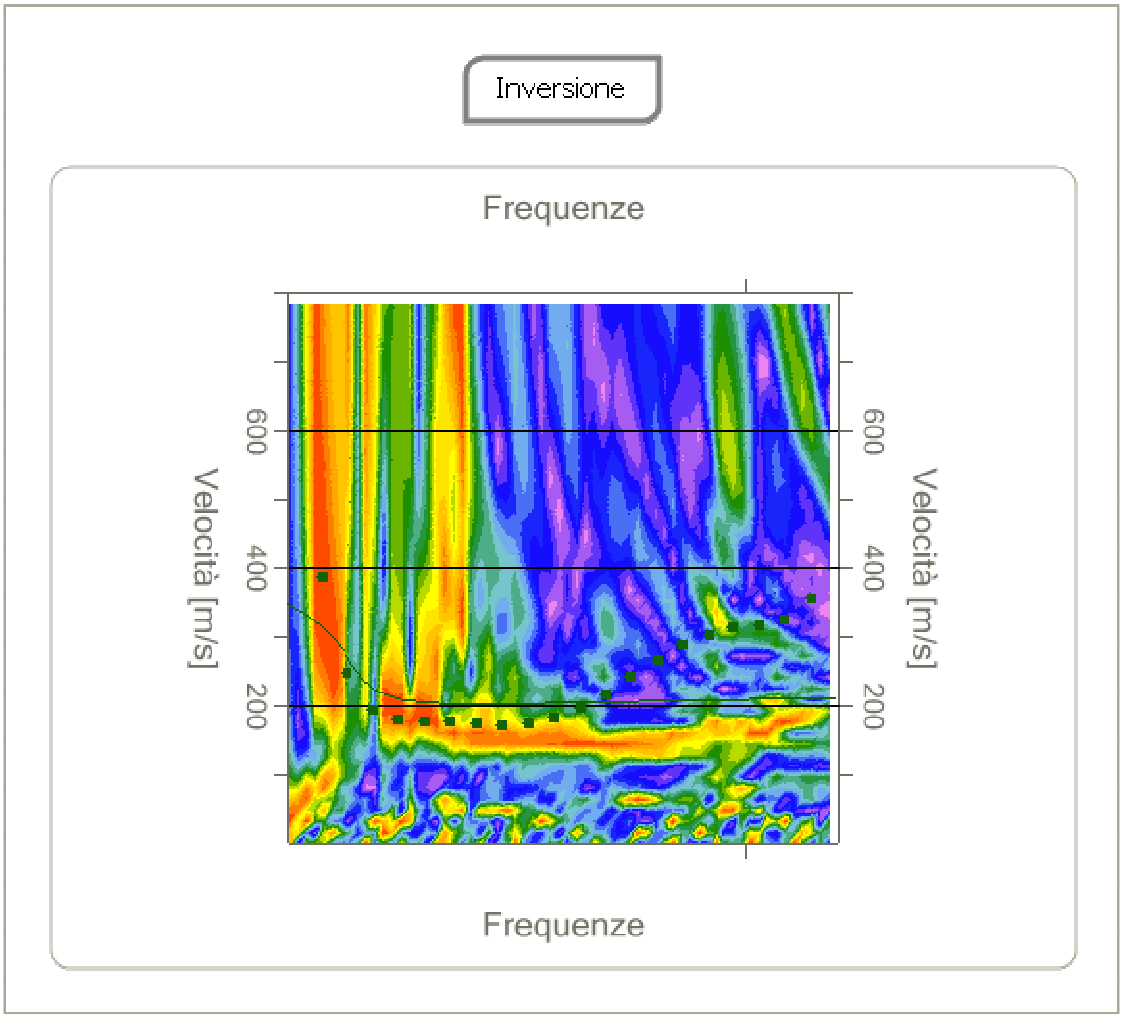


Fig. 12 - Inversione

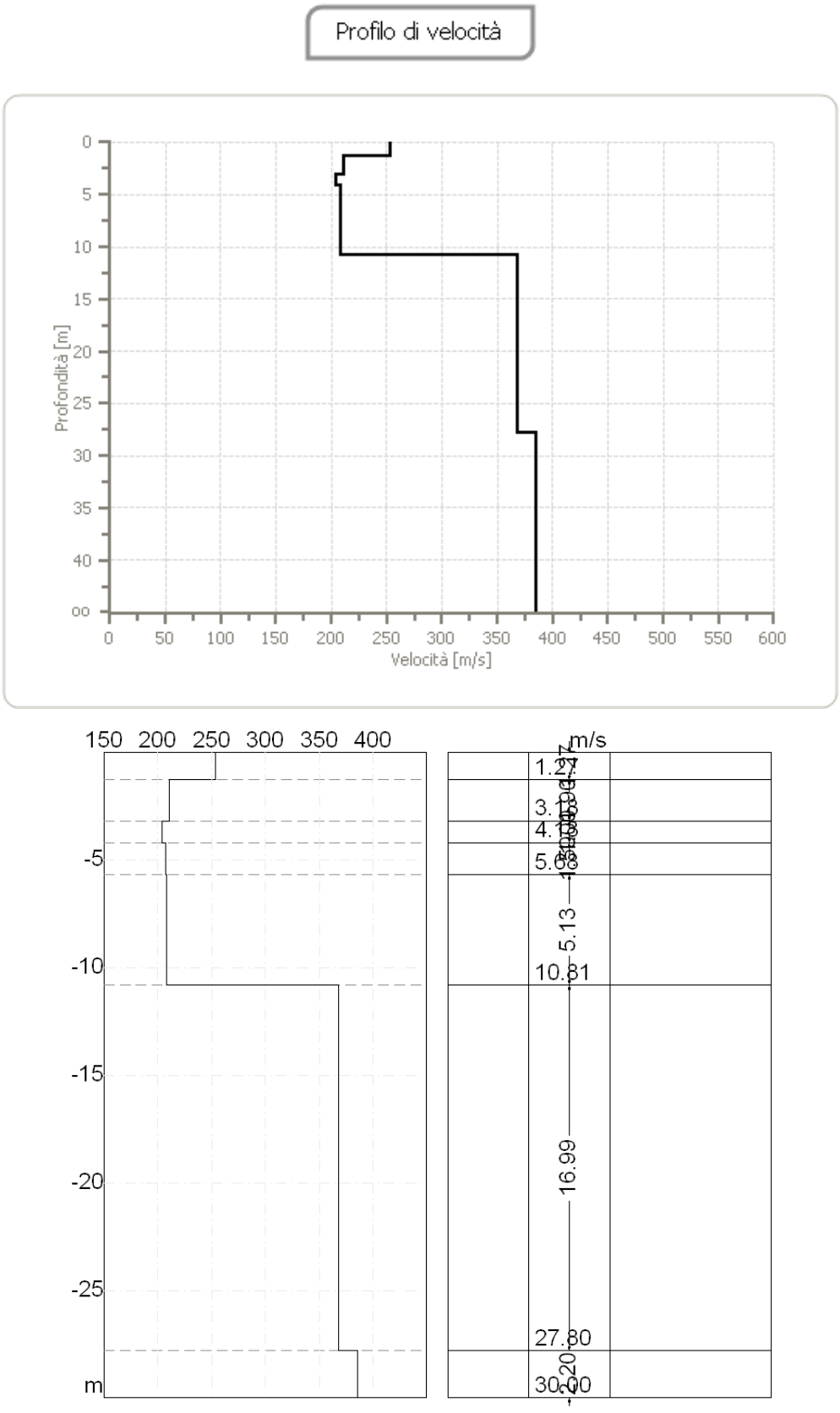


Fig. 13 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

RISULTATI

A partire dal modello sismico mono-dimensionale riportato nel capitolo precedente, è possibile calcolare il valore delle Vs30, che rappresenta la "velocità equivalente" di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio.

Per il calcolo delle Vs30 si fa riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 (*"Norme tecniche per le costruzioni"*):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{n} H_i / V_i}$$

dove Hi e Vi indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio γ< 10-6) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Vs30 [m/sec]	292
Categoria del suolo	C

Altri parametri geotecnici

I valori delle Vs sono stati ricavati dall' indagine sismica di tipo MASW, consentendo la determinazione dei principali parametri elastici, con:

G0: Modulo di deformazione al taglio; Ed: Modulo edometrico;M0: Modulo di compressibilità volumetrica;Ey: Modulo di Young;

Schema riassuntivo parametri

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	1.27	1.27	253.51	474.27	1750.00	0.30	112.47	393.63	243.68	292.41
2	3.18	1.90	210.77	394.32	1800.00	0.30	79.97	279.88	173.26	207.91
3	4.18	1.00	204.20	382.03	1900.00	0.30	79.23	277.30	171.66	205.99
4	5.68	1.50	207.73	388.62	1800.00	0.30	77.67	271.85	168.29	201.95
5	10.81	5.13	208.22	389.55	1950.00	0.30	84.55	295.91	183.18	219.82
6	27.80	16.99	367.70	687.91	2000.00	0.30	270.41	946.45	585.90	703.08
7	oo	oo	385.35	720.93	2000.00	0.30	296.99	1039.47	643.48	772.18

5. CLASSIFICAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli SLU, vengono considerate le componenti orizzontale (Fh) e verticale (Fv) della forza applicata al baricentro della massa (W), secondo **coefficienti di spinta sismica** nelle due direzioni (rispettivamente **Kh** e **Kv**) che dipendono da un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (**βs - tabella 7.11.I delle NTC**), dall'accelerazione orizzontale massima attesa al sito ($\mathbf{a_{max}}$).

In particolare l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende sia dall'accelerazione orizzontale massima al sito ag che dalla risposta sismica locale definita da coefficienti relativi alla possibile **amplificazione topografica** (**ST**) e **stratigrafica** (**Ss**).

5.1 Amplificazione locale

Definiti i valori per il nostro sito d'interesse, sono state valutate le possibili amplificazioni locali, si ricorda che i parametri calcolati dalla griglia sono riferiti a suolo rigido, ovvero a bedrock sismico.

Pertanto, gli elementi fondamentali dell'area di interesse ed i parametri sismici del sito in esame, trattandosi di un ambito di edilizia privata unifamiliare (normali affollamenti), sono;

SITO IN ESAME	**VALORE**
latitudine:	45,19646
longitudine:	9,16976
Vita nominale:	50
Classe d'uso dell'edificio:	II
PARAMETRI SISMICI	**VALORE**
Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1
Coefficiente cu:	1,0

Tabella 2: dati del sito di riferimento

Le azioni sismiche di ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U):

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Coefficiente d'uso (C_U)	V_N	V_R
2	II	1.0	50 anni	50 anni

Tabella 3 – Determinazione del periodo di riferimento

A partire dai parametri di input sopra riportati, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} e del periodo di ritorno T_R, sono calcolati, per i diversi stati limite richiesti dalla norma, i valori a_g, F_0, T_C* e gli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione sismica locale:

		P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C*	S_S	C_C	St
		[adm]	[anni]	[g]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,022	2,54	0,18	1,50	1,84	1,00
	SLD	63%	50	0,029	2,52	0,21	1,50	1,77	1,00
SLU	SLV	10%	475	0,070	2,51	0,28	1,50	1,60	1,00
	SLC	5%	975	0,093	2,49	0,29	1,50	1,59	1,00

Tabella 4 – Parametri e coefficienti sismici del sito

Si riportano di seguito i principali parametri e riferimenti che entrano in gioco:

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite;

T_R = periodo di ritorno;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale);

F_o= 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.

SLE = stati limite di esercizio:

- **(SLO) Stato Limite di Operatività**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **(SLD) Stato Limite di Danno:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

SLU= stati limite ultimi:

- **(SLV) Stato Limite di salvaguardia della Vita**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **(SLC) Stato Limite di prevenzione del Collasso**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ss = coefficiente di amplificazione stratigrafica

Cc = coefficiente di categoria di sottosuolo

St = coefficiente di amplificazione topografica

I tre valori ottenuti di a_g, F_o e Tc* definiscono le varie forme spettrali. Per calcolare il valore di A_{max} (accelerazione massima) occorre moltiplicare il valore di a_g per i coefficienti di amplificazione sismica (S) secondo la seguente relazione:

$$A_{max}=a_g\ (m/s^2) * S$$

Poiché l'accelerazione massima deve essere fornita in m/s^2 , dai valori nominali di a_g trovati in precedenza si determina il valore di accelerazione massima attesa al sito moltiplicando prima i valori di a_g per 9,81 m/s^2 e successivamente, per ottenere il valore finale di A_{max} relativo ad ogni stato limite, occorre moltiplicare a_g (m/s^2) per i coefficienti di amplificazione sismica S, con S = Ss x St (in questo caso S = 1,5 poiché Ss=1,50 e St=1,00).

		a_g (accelerazione orizzontale massima)	a_g x 9,81 (m/s^2)	S (coefficiente di amplificazione sismica)	A max (accelerazione massima)	
		[g]	m/s^2		m/s^2	g
SLE	SLO	0,023	0,22	1,5	0,33	0,0336
	SLD	0,030	0,29	1,5	0,43	0,305
SLU	SLV	0,070	0,68	1,5	1,03	0,105
	SLC	0,093	0,91	1,5	1,37	0,139

Tabella 5 – Determinazione dell'accelerazione massima per i diversi stati limite

I coefficienti Kh (coefficiente sismico orizzontale riferito al sito) e Kv (coefficiente sismico verticale riferito al sito) hanno i seguenti valori:

		Kh	Kv
SLE	SLO	0,007	0,003
	SLD	0,009	0,004
SLU	SLV	0,022	0,011
	SLC	0,028	0,014

Tabella 6–Valori del coefficiente sismico orizzontale (Kh) e verticale (Kv), riferiti al sito

5.2 Fenomeno della liquefazione

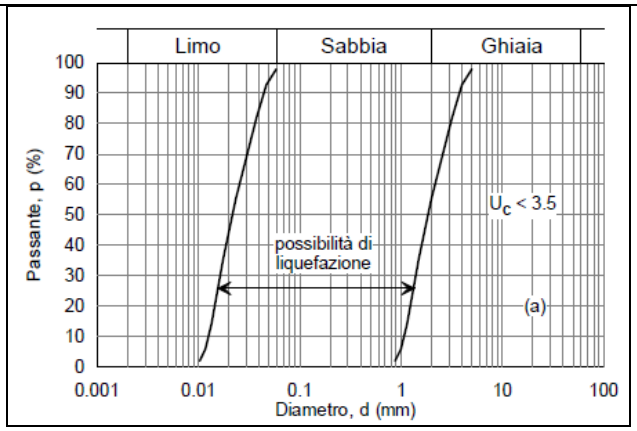
La liquefazione di un terreno è rappresentata dal totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. La predisposizione a tale fenomeno rappresenta un elemento da tenere in considerazione soprattutto in chiave di progettazione antisismica.

La liquefazione interessa soprattutto i depositi sabbiosi sciolti, posti sottofalda, che presentano le seguenti caratteristiche:

- Sabbie da fini a medie con contenuti in materiale fine variabile fra 0 e 25%;
- Grado di saturazione pari a 1 (terreni sotto falda);
- Da poco a mediamente addensati;
- Profondità del deposito entro i 15 m dal piano campagna.
- Valori di Nspt inferiori a 10 nei primi 10 m di profondità.

Il D.M. 14/01/08 e l' OPCM 3274/03 riportano le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione, in particolare la verifica è da omettere nei seguenti casi :

1) eventi sismici attesi con magnitudo M inferiore a 5;
2) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1*g*;
3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure sottostanti, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



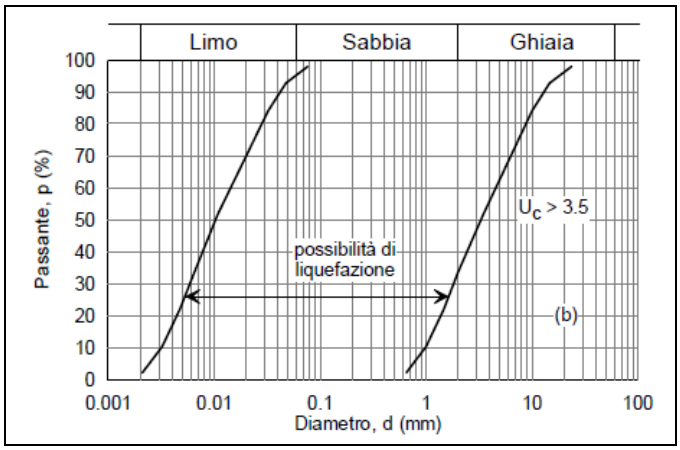


Fig.14– Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Se nessuna delle precedenti condizioni è verificata, la suscettibilità alla liquefazione deve essere verificata utilizzando metodologie di tipo statico-empirico, con riferimento al D.M. 14/01/08 (*punto* 7.11.3.4.3).

5.3 Analisi del rischio alla liquefazione – Suolo C

Il calcolo è stato eseguito sulla base dei risultati ottenuti dalla prova MASW, eseguita nell'ambito della presente indagine, che ha fornito i valori della velocità delle onde sismiche secondarie nella parte più superficiale (Vs30) del terreno nel sito in esame. E' stato utilizzato il metodo di Andrus & Stokoe.

Per la stima della magnitudo si è utilizzato il metodo delle zone sismogenetiche con le modalità suggerite in "Indirizzi e criteri per la zonazione microsismica" della Protezione Civile.

Il sito è inserito in prossimità del bordo nord-occidentale della zona ZS9-911 (Tortona-Bobbio), caratterizzata da M = MwMax2 = 6.14; esso si trova ad una distanza di interesse dalla zona ZS9-915

(Garfagnana-Mugello), con M = MwMax2 = 6.60 (cfr. le figure); poiché la distanza minima tra il sito e quest'ultima zona risulta di circa R = 72 km, applicando la Ms=1+3*log(R) suggerita dalla citata Protezione Civile, la magnitudo apparente al sito risulta, anche se di poco (Ms = 6.57), inferiore alla M di detta zona. Si precisa che la zona ZS9-906 (Garda-Veronese), anch'essa con M = MwMax2 = 6.60, risulta ad una distanza minima più elevata (75 km). Per il calcolo si è perciò assunta la magnitudo MwMax2 della zona ZS9-915, pari a 6.6.

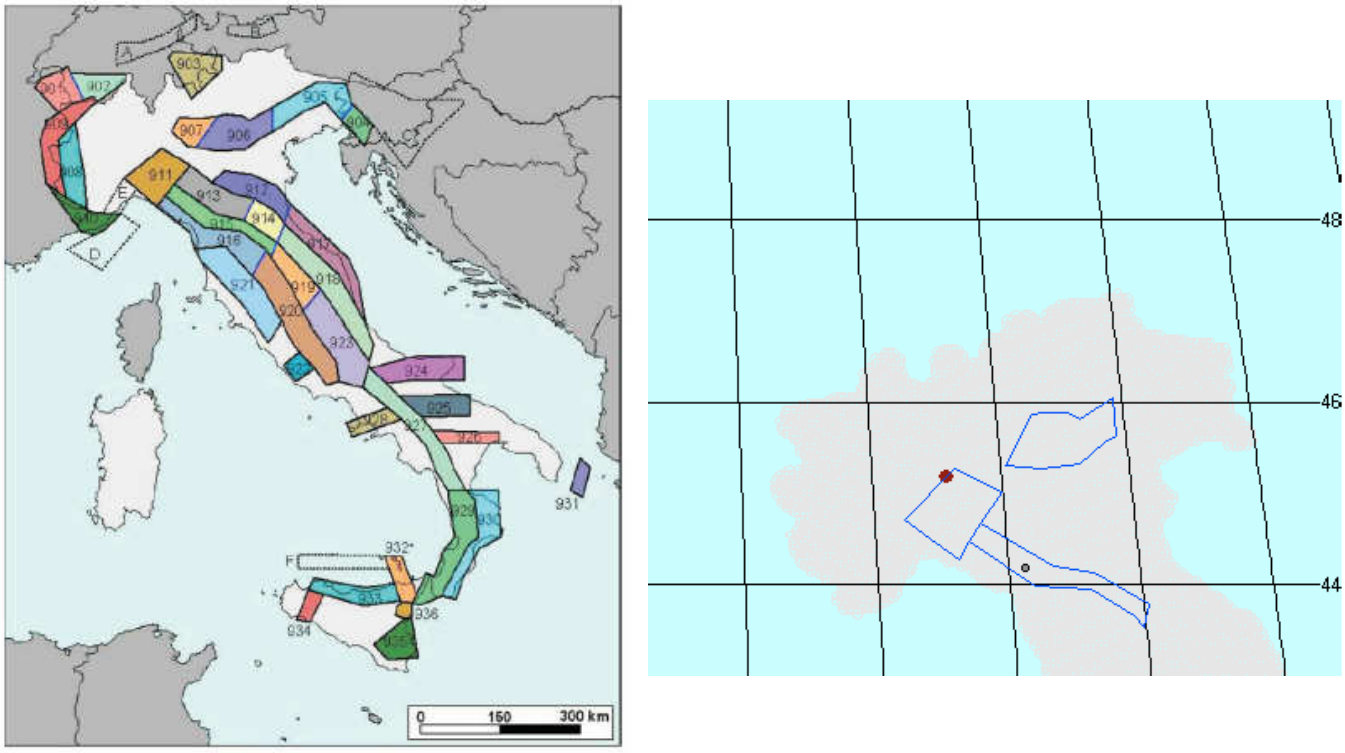


Fig.15 – Zone sismogenetiche d'Italia ed ubicazione del sito nella zona sismogenetica

Per quanto attiene l'accelerazione attesa, secondo la normativa NTC, per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per una struttura di progetto di Tipo II con vita nominale di 50 anni, sul sito in esame (categoria di suolo C), categoria topografica T1, coefficiente cu 1.0) l'accelerazione massima al suolo in free-field (PGA) raggiunge il valore 0.105 g (equivalente al valore di Amax=1.03 di tabella 5).

La falda idrica attualmente è stata riscontrata a -6.5 m dal p.c. Si è ipotizzata cautelativamente una massima oscillazione della falda a -4 m dal p.c.

I risultati del calcolo (cfr il documento Pavia_indipendenza_Allegato_liquefazione_suoloC) indicano che, per quanto attiene la suscettibilità alla liquefazione il terreno in esame è da classificare "NON LIQUEFACIBILE" con rischio di liquefazione "da Nullo a Molto Basso"

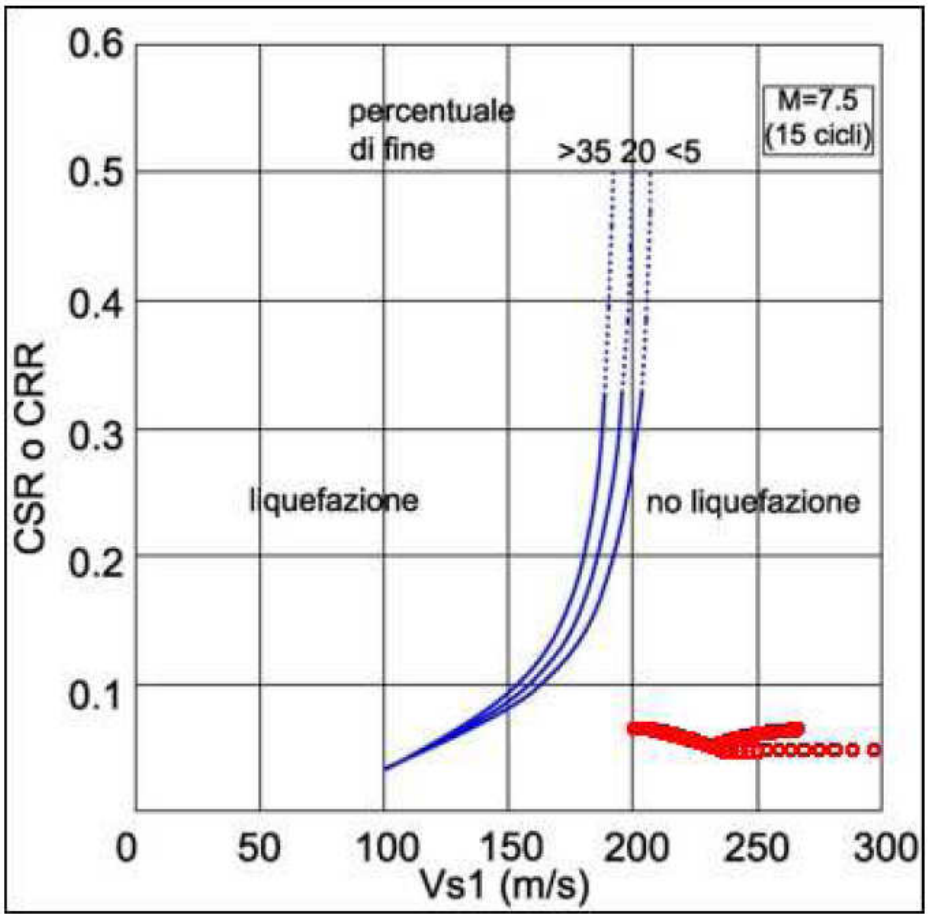


Fig.16 – Risultati dell'elaborazione a liquefazione

6. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA

6.1 Indagini geognostiche in sito

Allo scopo di ottenere utili informazioni tecniche destinate ad una corretta interpretazione delle caratteristiche reologiche dei terreni di fondazione del manufatto in progetto è stata eseguita n. 1 prova penetrometrica statica utilizzando un penetrometro statico/dinamico Pagani modello Emilia – TG 63-200 (200 kN) avente una spinta di infissione di 20 t (manicotto sup. 150 mm^2, punta diam. 36 mm), un maglio di 73,0 Kg (volata 75 cm, angolo di apertura 60°), aste lunghe 1 metro.

La *prova penetrometrica statica* (CPT) consiste nello spingere nel terreno, ad una velocità costante di 2 cm/sec, una serie di aste cilindriche con un cono alla base (punta meccanica Begemann) e, misurarne in continuo o ad intervalli non superiori a 20 cm, la resistenza alla penetrazione.

La resistenza viene misurata nel momento in cui, punta conica e manicotto vengono spinti verso il basso, mentre gli altri elementi del penetrometro rimangono fermi.

Resistenza alla punta conica q_c: la resistenza al cono è letta direttamente sul display della cella di carico montata sul gruppo di spinta dell'attrezzatura: $q_c = R_p$ misurata in kg/cm^2.

Attrito laterale o locale f_s: l'attrito unitario locale che si ottiene sottraendo al valore di R_l (resistenza laterale letta sul display) il valore di R_p, diviso per la superficie laterale del manicotto (S_l):

$$f_s = (R_l - R_p)/S_l$$

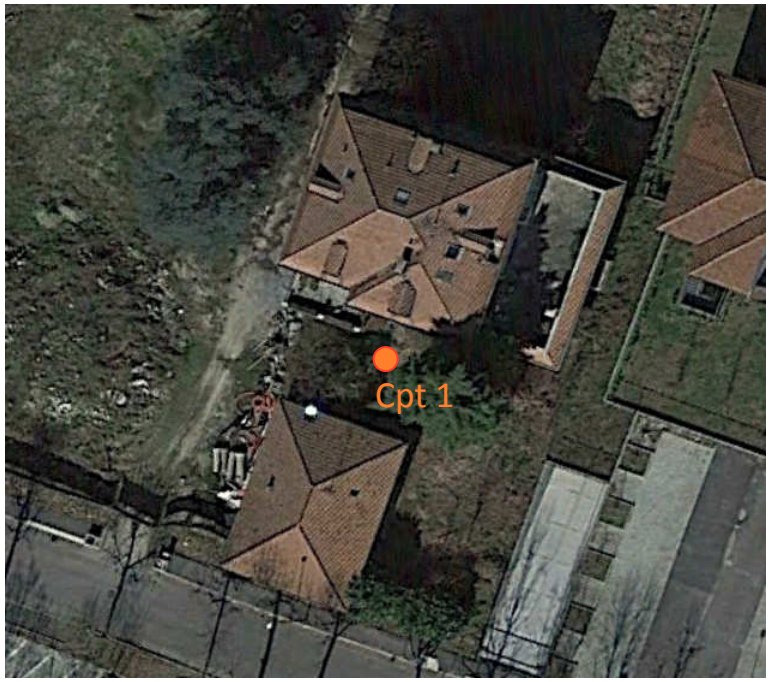


Fig. 17 – Ubicazione Prova penetrometrica Cpt1

I grafici riportati in Allegato 1 ne riassumono i dati di campagna, mentre l'esatta ubicazione delle prove all'interno dell'area di futura edificazione è indicata in Tavola 1.

6.2 Modello geologico - geomeccanico

La prova penetrometrica eseguita, ha consentito di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni indagati; l'elaborazione dei dati ha permesso di evidenziare al di sotto del terreno vegetatale la presenza di terreni caratterizzati dall'alternarsi di orizzonti incoerenti sabbiosi, sabbioso-limosi con rara ghiaia, a diverso grado di addensamento.

Modello litostratigrafico

In particolare, al di sotto del terreno vegetale (**orizzonte A**), dalla profondità di 0,60-0,80 m fino alla profondità di 2,20-2,60 m da p.c., è stato individuato un **orizzonte B** costituito da sabbia limosa con un grado di addensamento medio (Qc= 36÷55 Kg/cm^2),

Tale orizzonte si presenta caratterizzato da locali livelli sabbiosi più addensati (Qc=70÷107 Kg/cm^2) individuati in particolare in corrispondenza delle prove Cpt 3 da 0,60 m 1,80 m e nella prova cpt 4 da 1,00m a 1,80 m .

Dalla profondità di circa 2,20-2,60 m fino alla profondità di 7,50-8,00 m da p.c., è stato individuato un **orizzonte C** costituito da sabbia limosa con un grado di addensamento medio (Qc= 26÷84 Kg/cm^2).

Sottostante il suddetto orizzonte C è stato individuato, fino alla massima profondità indagata (8,60 m dal p.c.), un **orizzonte D** costituito da sabbia con raro ghiaietto, addensata (Qc= 80÷150 Kg/cm^2).

PROFONDITA' **(m da p.c.)**	**MODELLO LITOSTRATIGRAFICO**	**MODELLO GEOMECCANICO**	**Qc medio kg/cm^2**
da 0.00 a 0.60 ÷ 0.80 m	terreno di vegetale	**orizzonte A**	/
da 0.60 ÷ 0.80 m a 2.20÷ 2.60 m	sabbia limosa	**orizzonte B**	50
da 2.20÷ 2.60 m a 8.00m	sabbia con locali livelli limosi	**orizzonte C**	44
da 8.00 m a 8,60 m	Sabbia con raro ghiaietto	**orizzonte D**	130

Modello geomeccanico di riferimento

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti suddivisi sulla base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento dei materiali, proprietà fisico-meccaniche.

All'interno del *range* di riferimento è possibile identificare il valore medio, considerato come valore medio spaziale ovvero, la media dei valori relativi ad un determinato volume di terreno (esempio : volume di terreno interessato dal cuneo di rottura o da una superficie di scivolamento).

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE			
Orizzonte A TERRENO VEGETALE			
Orizzonte B – SABBIA LOC. LIMOSA			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Densità relativa	Dr	%	40-50
Addensamento			medio
PESI			
Peso di volume	γ	t/m^3	1,80÷1,85
Peso di volume immerso	γ_{wet}	t/m^3	0,80÷0,85
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO			
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	30-321
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI			
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	150-200
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
Orizzonte C – SABBIA CON LOCALI LIVELLI LIMOSI			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Densità relativa	Dr	%	35-40

Addensamento			medio
PESI			
Peso di volume	γ	t/m^3	1,80÷1,90
Peso di volume immerso	γ_{wet}	t/m^3	0,80÷0,90
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO			
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	28-30
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI			
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	150-250
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30
Orizzonte D – SABBIA LIMOSA CON GHIAIETTO			
CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE	*Simbolo*	*Unità di misura*	*Valore*
Classificazione			incoerente
Densità relativa	Dr	%	50-70
Addensamento			elevato
PESI			
Peso di volume	γ	t/m^3	1,85÷1,95
Peso di volume immerso	γ_{wet}	t/m^3	0,85÷0,95
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO			
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	32-35
Coesione efficace	C'	Kg/cm^2	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm^2	-
PARAMETRI ELASTICI			
Modulo elastico	E	Kg/cm^2	180-250
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30

7. OSSERVAZIONI INERENTI GLI INTERVENTI IN PROGETTO

I risultati dell'analisi geomorfologica, geologica e idrogeologica dell'area oggetto di studio forniscono i seguenti dati di sintesi:

- il sottosuolo investigato si presenta caratterizzato da una discreta omogeneità litologica sia laterale che verticale rilevata, descritta nei paragrafi precedenti;
- *durante l'indagine eseguita è stata rilevata la presenza di acqua all'interno dei fori delle prove penetrometriche realizzate alla profondità media di 2,70 m da p.c.*

Il quadro geologico – geomorfologico - idrogeologico definito dall'indagine non evidenzia particolari controindicazioni per l'attuazione dell'intervento in progetto; ma occorrerà prestare particolare attenzione alle criticità emerse nello studio geologico.

In particolare si dovrà prestare attenzione:

- ⇨ alla regimazione generale delle acque;
- ⇨ scelta delle più idonee tipologie fondazionali;

7.1 Considerazioni geotecniche sull'interazione tra le nuove strutture di fondazione e il terreno di fondazione

La sezione litostratigrafica elaborata per il lotto in esame (Vd. Tav. 1) , rappresenta graficamente la variazione dello spessore degli orizzonti di terreno individuati nell'area investigata.

particolare, al di sotto del terreno vegetale (**orizzonte A**), dalla profondità di 0,60-0,80 m fino alla profondità di 2,20-2,60 m da p.c., è stato individuato un **orizzonte B** costituito da sabbia limosa con un grado di addensamento medio (Qc= 36÷55 Kg/cm^2),

Tale orizzonte si presenta caratterizzato da locali livelli sabbiosi più addensati (Qc=70÷107 Kg/cm^2) individuati in particolare in corrispondenza delle prove Cpt 3 da 0,60 m 1,80 m e nella prova cpt 4 da 1,00m a 1,80 m .

Dalla profondità di circa 2,20-2,60 m fino alla profondità di 7,50-8,00 m da p.c., è stato individuato un **orizzonte C** costituito da sabbia limosa con un grado di addensamento medio (Qc= 26÷84 Kg/cm^2).

Sottostante il suddetto orizzonte C è stato individuato, fino alla massima profondità indagata (8,60 m dal p.c.), un **orizzonte D** costituito da sabbia con raro ghiaietto, addensata (Qc= 80÷150 Kg/cm^2).

L'apertura degli scavi di sbancamento consentirà la verifica in continuo delle caratteristiche geotecniche del terreno sul piano di posa delle fondazioni adeguando, se del caso, i criteri tecnici sopra esposti, si raccomanda al D.L. di verificare l'omogeneità litologica e geotecnica dei terreni su tutta l'area interessata dalla fondazione prevedendo l'asportazione di eventuali strati sciolti e la loro successiva sostituzione con cls magro e/o inerte compattato.

7.2 Possibile interferenza con le acque sotterranee

Durante l'indagine eseguita in sito, in data 28 giugno 2016, è stata rilevata la presenza della falda acquifera superficiale all'interno dei fori geognostici alla profondità di circa **-2,70 m da piano campagna .**

La particolare situazione litologica del sottosuolo, costituito da terreni mediamente permeabili, l'intensa attività irrigua e le dispersioni di acque nel sottosuolo a seguito di perdite rilevanti dei vari canali di adduzione, di irrigazione e di scorrimento superficiale, concorrono a creare una situazione idrogeologica instabile, tale situazione provoca nei mesi estivi (mag- set) una escursione della superficie freatica di circa 1,00÷2,00 m.

7.3 Scavi

In considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti aventi altezza del fronte di scavo superiore a 1,50 m, tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni sul fronte di scavo e permetterà di poter lavorare all'interno dello scavo in assoluta sicurezza, come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, num. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni"* :

- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. 2. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.*

- *D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.*
- *DM 14 01 08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo*

7.4 Terre e rocce da scavo

Con la pubblicazione (S.O. n° 63 della G.U. n° 194 del 20 agosto 2013) della legge n° 98 del 9 agosto 2013 di conversione, con modifiche, del decreto legge 21 giugno 2013, n° 69, recante "Disposizioni urgenti per il rilancio dell'economia" (*cd* "decreto Fare"), in vigore dal 21 agosto 2013, sono state introdotte diverse modifiche nella normativa ambientale, tra cui alcune particolarmente rilevanti in tema di terre e rocce da scavo.

L'art. 41bis modifica nuovamente, dopo neanche due mesi, la normativa in materia, abrogando l'art. 8bis del decreto legge n° 43/2013 convertito, con modifiche, nella legge n° 71/2013 (che aveva, per alcune casistiche, risuscitato il già abrogato art. 186 del d.lgs. 152/06). La situazione che si viene a delineare in tema di gestione delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti è la seguente:

- applicazione (come previsto dall'art. 41, comma 2, della nuova norma) del Regolamento di cui al DM 161/2012 per i materiali da scavo derivanti da opere sottoposte a VIA o ad AIA;
- applicazione dell'art. 41bis in tutti gli altri casi, quindi non solo per i cantieri inferiori a 6.000 mc, ma per tutte le casistiche che non ricadono nel DM 161/2012.

La nuova norma prevede che il proponente o il produttore attesti il rispetto dei quattro punti (comma 1 dell'art. 41bis) che consentono di considerare i materiali da scavo come sottoprodotti e non rifiuti mediante una "autocertificazione" (dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà, ai sensi del DPR 445/2000) **da presentare all'Arpa** (comma 2) territorialmente competente.

Le attività di scavo devono essere autorizzate dagli enti competenti in quanto attività edilizie e quindi il processo di autocertificazione dovrà comunque essere coordinato con l'iter edilizio. Il produttore (comma 3) deve inoltre confermare l'avvenuto utilizzo alle Arpa in riferimento al luogo di produzione e di utilizzo. Il trasporto (comma 4) avviene come bene/prodotto. La dichiarazione deve contenere sufficienti indicazioni sulla quantità e qualità dei materiali da scavo e sui siti interessati (produzione, deposito e utilizzo), al fine di permettere la verifica del rispetto delle quattro condizioni (indicate nel comma 1 dell'art. 41bis) indispensabili per poter classificare il materiale come sottoprodotto.

8. CONCLUSIONI

La presente relazione geologica, redatta a supporto del progetto di Ristrutturazione ex Palazzina Uffici Scotti in via Torretta 27, nel comune di Pavia, illustra i risultati delle indagini geologico - tecniche che hanno permesso di valutare il comportamento geomeccanico e sismico dei terreni di fondazione del manufatto in progetto.

In particolare, i risultati delle analisi eseguite, consentono di indicare i seguenti dati geologici e geotecnici di sintesi:

- Dall'analisi dello studio geologico, allegato al PGT del Comune di Pavia, l'area in esame ricade all'interno della **classe 3 – Fattibilità con consistenti limitazioni**

  In questa classe sono comprese le zone ove sono state rilevate condizioni limitative, anche se di lieve entità, all' edificabilità. Si tratta, in specifico, di aree sub-pianeggianti, non inondabili, ove le informazioni a disposizione indicano la probabile interferenza tra falda e primo sottosuolo.

- Durante l'indagine eseguita in sito, in data 28 giugno 2016, è stata rilevata la presenza della falda acquifera superficiale all'interno dei fori geognostici alla profondità di circa **- 2,70 m da piano campagna** .

La particolare situazione litologica del sottosuolo, costituito da terreni mediamente permeabili, l'intensa attività irrigua e le dispersioni di acque nel sottosuolo a seguito di perdite rilevanti dei vari canali di adduzione, di irrigazione e di scorrimento superficiale, concorrono a creare una situazione idrogeologica instabile, tale situazione può portare nei mesi estivi a valori di escursione della superficie freatica di circa 1,00÷2,00 m.

- Il territorio comunale di Pavia, nella classificazione sismica nazionale è attualmente inserito in **Zona 3**; ai fini della eventuale valutazione della risposta sismica locale per le verifiche sotto azione sismica con il metodo agli stati limite, si espone quanto segue:

  - il sito ha coordinate geografiche **LAT** 45,1965**° N**, **LON** 9,1699**°E**;

  - il sottosuolo è da assumere in categoria **C** (Tab. 3.2.II delle NTC) dalla verifica di II livello eseguita si ricava un valore di Fa =1,58 per edifici bassi (Fa di riferimento per i terreni di tipo C =1,90) e Fa = 1,66 per edifici alti (Fa di riferimento per i terreni di tipo C = 2,40).

  - le condizioni morfologiche sono da inserire nella categoria **T1.**

- A seguito della verifica eseguita con il metodo di Andruss e Stokoe I terreni indagati risultano *NON LIQUEFACIBILI* in caso di sollecitazioni sismiche

La sezione litostratigrafica elaborata per il lotto in esame (Vd. Tav. 1) , rappresenta graficamente la variazione dello spessore degli orizzonti di terreno individuati nell'area investigata.

Si riporta di seguito la successione litostratigrafica riferita all'intervento in progetto :

PROFONDITA' **(m da p.c.)**	**MODELLO LITOSTRATIGRAFICO**	**MODELLO GEOMECCANICO**	**Qc medio kg/cm^2**
da 0.00 a 0.60 ÷ 0.80 m	terreno di vegetale	**orizzonte A**	/
da 0.60 ÷ 0.80 m a 2.20÷ 2.60 m	sabbia limosa	**orizzonte B**	50
da 2.20÷ 2.60 m a 8.00m	sabbia con locali livelli limosi	**orizzonte C**	44
da 8.00 m a 8,60 m	Sabbia con raro ghiaietto	**orizzonte D**	130

L'apertura degli scavi di sbancamento consentirà la verifica in continuo delle caratteristiche geotecniche del terreno sul piano di posa delle fondazioni adeguando, se del caso, i criteri tecnici sopra esposti, si raccomanda al D.L. di verificare l'omogeneità litologica e geotecnica dei terreni su tutta l'area interessata dalla fondazione prevedendo l'asportazione di eventuali strati sciolti e la loro successiva sostituzione con cls magro e/o inerte compattato.

Per l'adempimento di quanto prescritto dalle **Nuove Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008**, il presente studio dovrà essere integrato con una relazione geotecnica che motivi la scelta del sistema di fondazione adottato, ne verifichi gli aspetti di collasso per capacità portante agli **SLU** e le condizioni di equilibrio agli **SLE**.

Al fine di non alterare l'attuale equilibrio dell'area investigata nonché la stabilità dell'area circostante, si raccomanda di:

- ✓ impostare il piano di posa delle fondazioni al di sotto terreno vegetale caratterizzato da scadenti proprietà geomeccaniche e soggetto direttamente alle variazioni stagionali del contenuto d'acqua;

- ✓ adottare una scrupolosa raccolta e regimazione delle acque di scolo superficiali, eliminando l'infiltrazione idrica entro il terreno d'imposta delle fondazioni;
- ✓ prevedere la realizzazione di un idoneo sistema di impermeabilizzazione di eventuali strutture interrate poiché potrebbero essere interessate da oscillazioni stagionali della falda freatica superficiale e dai conseguenti fenomeni di risalita capillare.
- ✓ in considerazione del fatto che il progetto preveda sbancamenti di terreno, si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti con fronte di scavo avente altezza superiore a 1,5 m, utilizzando opportune strutture di sostegno (scavo a campione, scavo tradizionale con pendenza adeguata) ai sensi del *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, num. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni*" . Al fine di evitare il franamento e/o spostamento dei terreni superficiali, si consiglia di ricorrere ad una delle seguenti soluzioni da dimensionare in fase progettuale :
    - scavo a campione con l'accortezza di scavare per tratte di lunghezza limitata
    - scavo tradizionale con angolo di sbancamento adeguato tale da garantire le condizioni di massima sicurezza (da definire in fase progettuale).
    - realizzazione di sistemi di contenimento quali paratie, berlinese di micropali (da definire in fase progettuale)

Gennaio 2017

dott. geol. Giovanni Barbieri



Seavision Srl

Comune di Pavia

REALIZZAZIONE NUOVO EDIFICIO TERZIARIO COMMERCIALE IN VIA TREVES N° 11 IN COMUNE DI PAVIA

RELAZIONE GEOLOGICA (R1, R3)

RELAZIONE GEOTECNICA (R2)

A cura di:

Dott. Geol. Michele Suardi



Lardirago 26-07-2018

SOMMARIO

PREMESSA 4

RELAZIONE GEOLOGICA – MODELLAZIONE GEOLOGICA E STRATIGRAFICA DEL SITO 5

INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO 5
INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO 8
INDICAZIONI COMPONENTE GEOLOGICA PGT COMUNALE 11
INDAGINI IN SITO 12
Sondaggi stratigrafici 14
Prove penetrometriche SCPT 22
Indagine SISMICA HVSR 28
CLASSIFICAZIONE SISMICA 32
Individuazione della pericolosità del sito 32
Scelta della strategia di progettazione 33
CATEGORIA SISMICA DEI TERRENI 33
APPROFONDIMENTO SISMICO DI II LIVELLO 35
DEFINIZIONE DEI PARAMETRI E DEI COEFFICIENTI SISMICI 36
DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO 36
VERIFICA LIQUEFAZIONE 38
RELAZIONE GEOTECNICA – VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI 39

CONSIDERAZIONI STRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE 39
VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI 41
-Fondazioni superficiali 41
-Verifica agli Stati Limiti Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) - (N.T.C. 2008) e stima dei cedimenti 41
VALUTAZIONE SULLO SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE 43
CONCLUSIONI 44

ALLEGATI

Figura 1. Corografia: CARTA TECNICA REGIONALE scala 1:10000, tavole B7B3 5
Figura 2: Inquadramento territoriale: ortofoto con area di intervento da Google MAPS 6
Figura 3: Carta geologica d'Italia FG 59 Pavia 7
Figura 4: Stralcio Carta Geologica (TAV. 1 Studio Geologico PGT) 8
Figura 5: Carta delle isofratiche (Tav. 3 Studio geologico PGT) 10
Figura 6: Carta fattibilità geologica (Tav. 10.2 Studio Geologico PGT) 11
Figura 8: Ubicazione indagini: sondaggi (■) prove penetrometriche SCPT (●) e HVSR (▲) 13
Foto 1: sondaggio S1 0-5 m 16
Foto 2: sondaggio S1 5-10 m 16
Figura 9: log stratigrafico sondaggio S1 17
Foto 3: sondaggio S2 0-5 m 18
Foto 4: sondaggio S2 5-10 m 18

Figura 10: log stratigrafico sondaggio S2 19
Foto 5: sondaggio S3 0-2.4 m 20
Figura 11: log stratigrafico sondaggio S3 21
Figura 12: SCPT n° 1 23
Figura 13: SCPT n° 2 24
Figura 14: SCPT n° 3 25
Figura 15: SCPT n° 4 26
Figura 16: SCPT n° 5 27
Figura 17: Profilo stratigrafico-geotecnico 40

PREMESSA

Su incarico dell'arch. Vincenzo Bertoletti con studio a Pavia e per conto della società Seavision Srl di Pavia, è stato redatto il presente studio geologico geotecnico e sismico a supporto del progetto esecutivo relativo alla realizzazione di un edificio terziario commerciale in corrispondenza di Via Claudio Treves n° 11 in comune di Pavia. I terreni oggetto di indagine sono identificati alla particella n° 1792 e 1793 del Foglio 16 del Catasto censuario del comune di Pavia.

Per definire le caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo dell'area di interesse e fornire le valutazioni geotecniche necessarie, sono stati eseguiti n° 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prove SPT in avanzamento e 5 prove penetrometriche dinamiche SCPT in corrispondenza dell'impronta delle fondazioni del futuro edificio.

Trattandosi di risultati desunti da indagine puntuale, e non escludendo la possibilità di locali variazioni, qualora in fase di scavo si dovessero evidenziare differenze significative, sarà preciso obbligo dell'impresa esecutrice darne tempestiva comunicazione.
A completamento dello studio è stato eseguito un attento rilievo geologico e geomorfologico dell'area di studio e del suo immediato intorno ed un'indagine geofisica con tecnica HVSR per la verifica delle Vs30 e della relativa categoria del sottosuolo.
Oltre a ciò è stato fatto riferimento allo studio geologico (e relativa cartografia) redatto dalla società S.G.P. Srl di Pavia.

Nella presente relazione saranno analizzati i risultati delle indagini svolte al fine di caratterizzare dal punto di vista stratigrafico, idrogeologico, sismico e geotecnico il sottosuolo, di indicare la resistenza di progetto del terreno interagente con le opere di fondazione e stimare l'entità dei cedimenti indotti dalle opere in progetto.

La presente relazione viene redatta seguendo le indicazioni tecniche esposte:

- nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 Marzo 2003 relativa alla normativa sismica
- nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2008) e che prevedono un approccio agli stati limite
- nel D.G.R. 11 luglio 2014 - n. X/2129 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)
- nella L.R. 12 ottobre 2015, n.33 - Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche
- nel D.G.R. 30 marzo 2016 – n. X/5001 Approvazione delle linee guida di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica ((artt . 3, comma 1, e 13, comma 1, della l .r . 33/2015)

RELAZIONE GEOLOGICA – MODELLAZIONE GEOLOGICA E STRATIGRAFICA DEL SITO

Inquadramento geologico - geomorfologico

L'area interessata dall'intervento è posta nella media pianura Pavese, nella porzione di nord della città di Pavia, ad una quota di circa 81 m s.l.m..

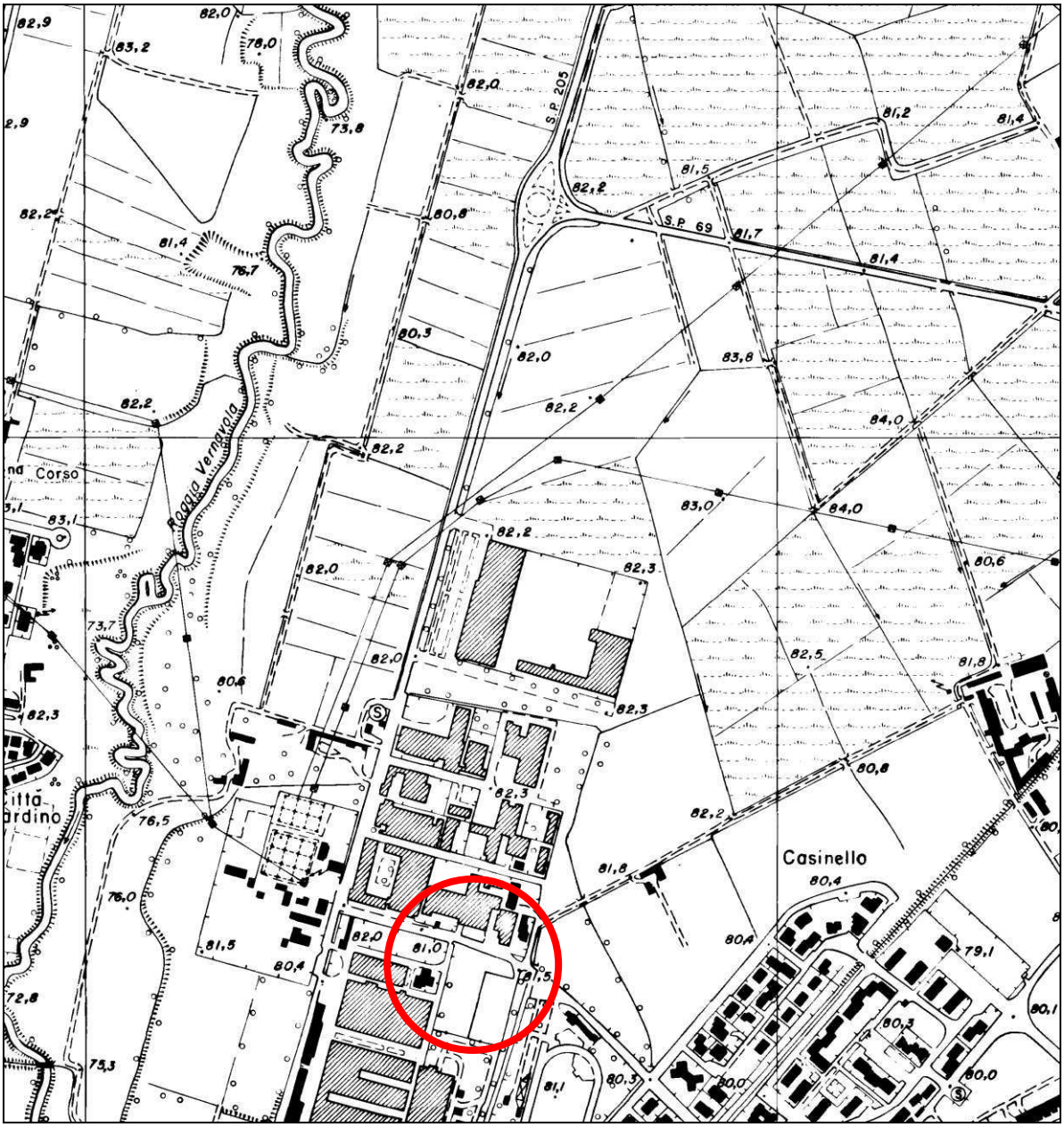


Figura 1. Corografia: CARTA TECNICA REGIONALE scala 1:10000, tavole B7B3

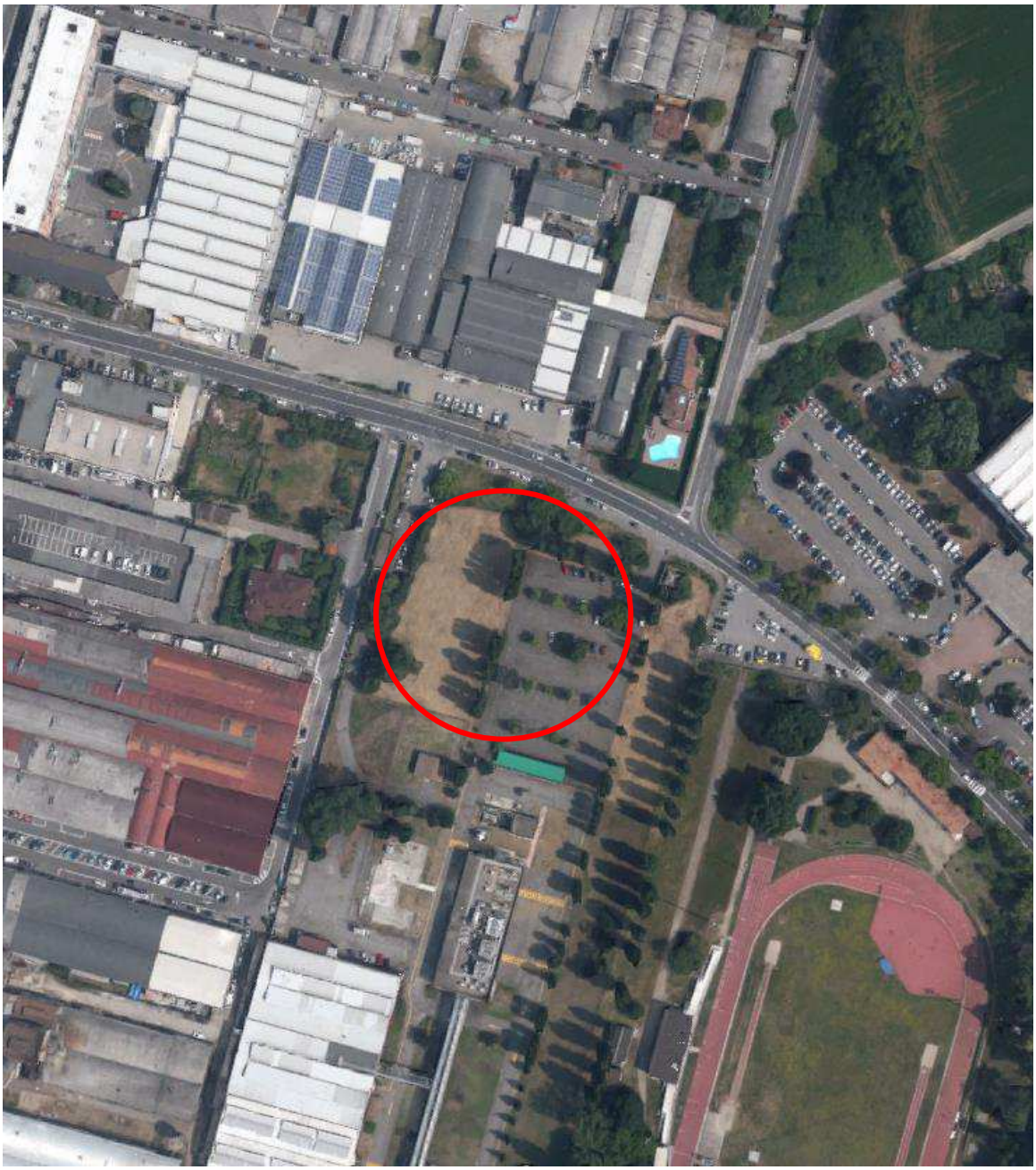


Figura 2: Inquadramento territoriale: ortofoto con area di intervento da Google MAPS

Morfologicamente l'area di studio risulta posta in un contesto di pianura, con leggera degradazione verso sud in un ambito completamente urbanizzato.
Tale contesto di pianura è solitamente interrotto dagli orli dei terrazzi fluviali e dagli antichi canali scolmatori.
Dal punto di vista geologico il territorio di Pavia è relativamente omogeneo. Vi affiorano depositi d'origine alluvionale prodotti dall'azione sedimentaria del Fiume Ticino durante le fasi finali del Pleistocene superiore.

La Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000, foglio n. 59 Pavia (Fig 4), per l'area in esame, individua le seguenti unità litologiche:

- *Alluvioni della superficie principale dlla pianura (Diluvium Recente) Q1r:* comprende

sedimenti quali e sabbie limose talvolta intercalate con banchi di argille.

- *Alluvioni dei terrazzi Q1a:* alluvioni deposte dopo una prina fase di erosione: ghiaia e sabbie prevalenti

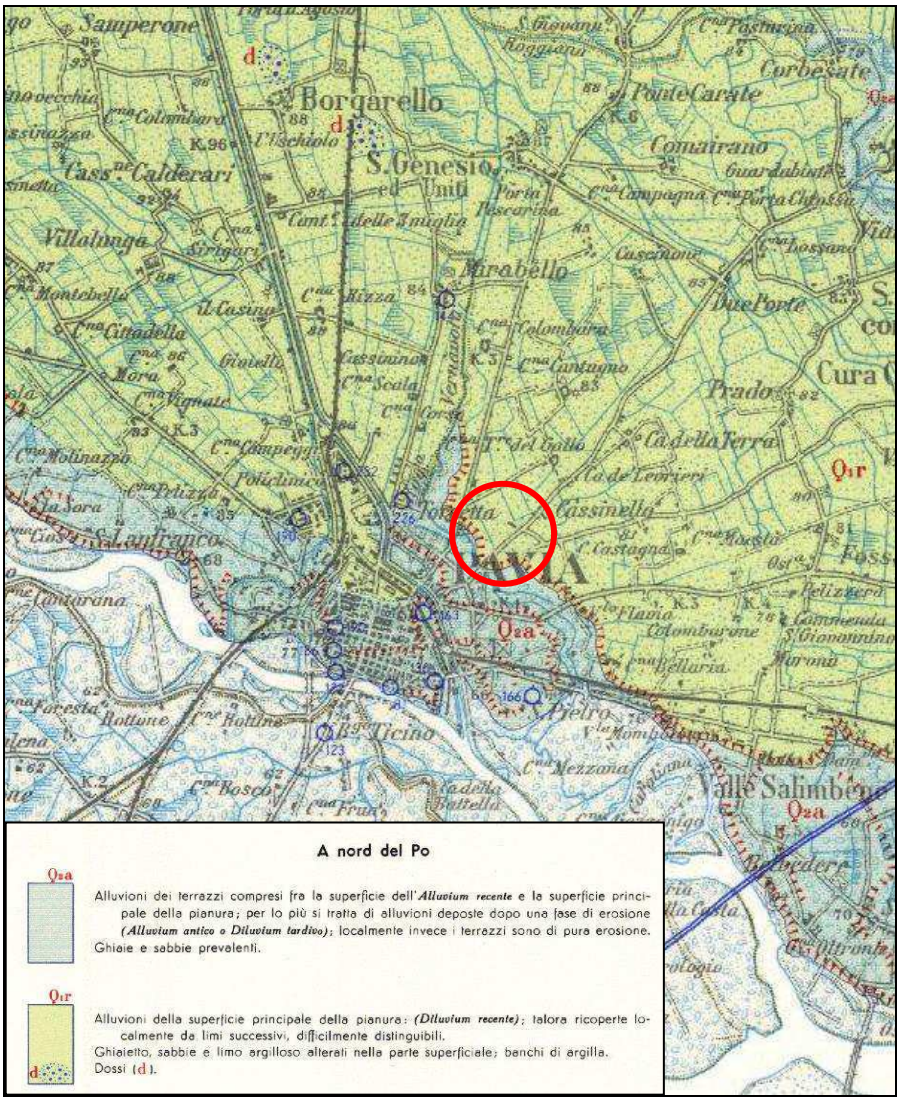


Figura 3: Carta geologica d'Italia FG 59 Pavia

Lo studio Geologico del PGT esegue una suddivisione geomorfologica dei depositi alluvionali precedentemente descritti, distinguendo un ripiano delle alluvioni antiche A, sopralzato di 7-8 m rispetto alle attuali alluvioni del Ticino, ed un ripiano delle alluvioni recenti B, a sua volta sopraelevato di 2-8 m rispetto al ripiano A.

L'area oggetto di indagine appartiene al ripiano B caratterizzato da sabbie con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e livelli limoso argillosi .

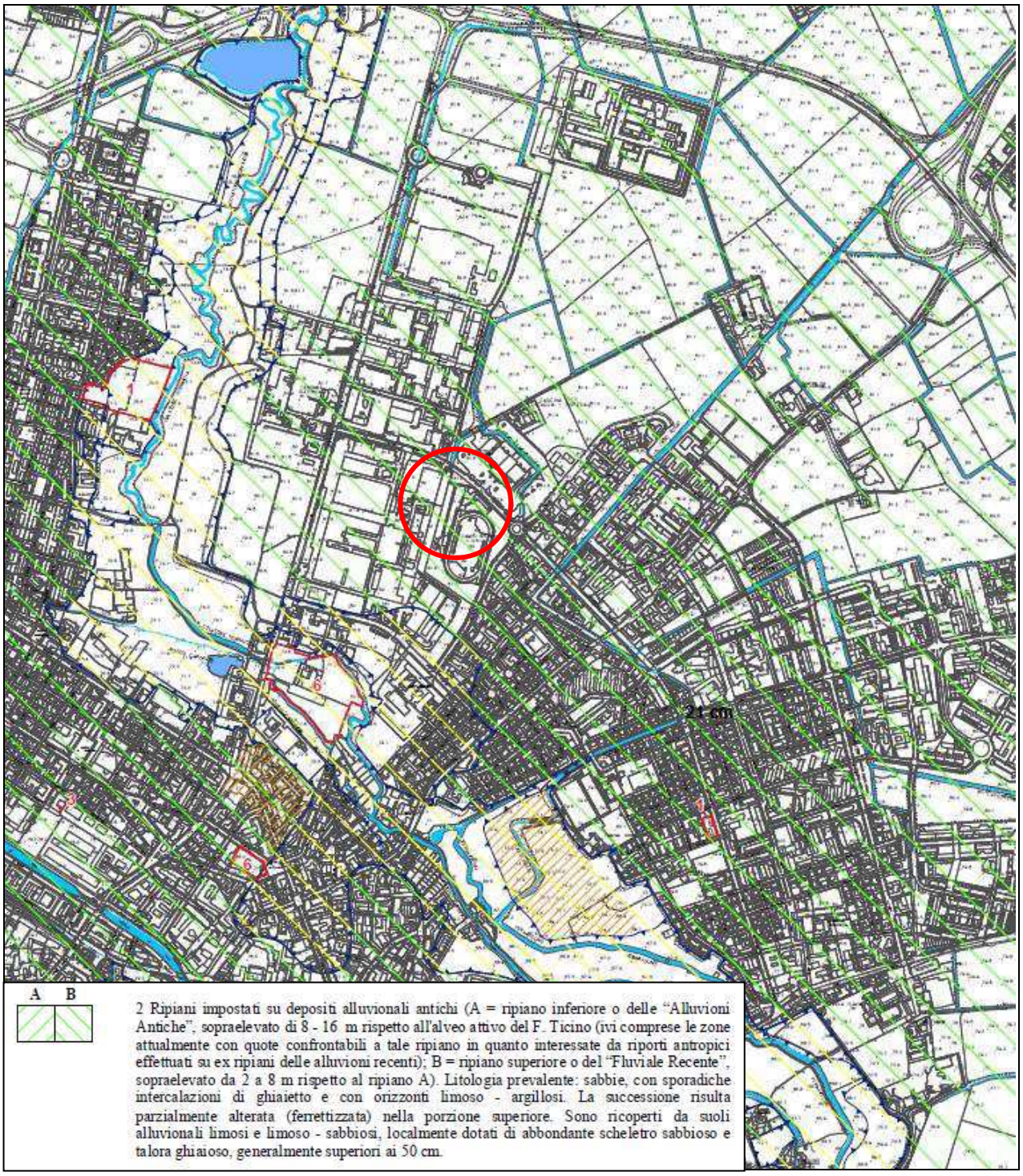


Figura 4: Stralcio Carta Geologica (TAV. 1 Studio Geologico PGT)

Inquadramento idrologico e idrogeologico

Dal punto di vista idrografico l'area è caratterizzata da rilevante disponibilità idrica, tanto in superficie quanto nel sottosuolo, dovuta all'afflusso dalle zone montane e pedemontane settentrionali, oltre che dalle precipitazioni che insistono sul territorio.

Il territorio è attraversato da un fitto reticolo idrografico composto da corsi d'acqua naturali e da canali artificiali di grandi e piccole dimensioni. A scala maggiore i corpi idrici più significativi sono costituiti dai fiumi Ticino e Pò, mentre a scala locale il corpo idrico più significativo per distanza dall'area in esame è costituito dalla roggia Vernavola che scorre a circa 350 m ad ovest ed a sud.

Dal punto di vista idrogeologico l'area di indagine è caratterizzata da una situazione idrogeologica diffusa in altre parti della Pianura Padana: il notevole spessore dei depositi alluvionali sciolti a granulometria prevalentemente sabbiosa e/o ghiaioso-sabbiosa (e quindi permeabili), intercalati da numerose lenti limoso-argillose (a comportamento semi-permeabile o impermeabile) porta alla formazione, nel sottosuolo, di numerose falde idriche sovrapposte, generalmente caratterizzate da un alto grado di isolamento reciproco e da pressione crescente con la profondità.

Al di sopra del substrato marino si sviluppa una sequenza di depositi continentali (Pleistocene medio/superiore - Olocene) la cui base è caratterizzata da sedimenti di origine palustre-lacustre, costituiti da un complesso limoso-argilloso e al cui interno si rinvengono frequenti livelli sabbiosi, verosimilmente attribuibili al "*Villafranchiano Auctorum".* A tetto del complesso villafranchiano sono presenti depositi, tipici di un ambiente fluviale, costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie, alle quali si intercalano livelli limosi ed argillosi. Su tali depositi è impostato il "Livello Principale della Pianura" o "Piano Generale Terrazzato (P.G.T.)".
Infine, sul fondo delle incisioni fluviali scolpite all'interno del P.G.T. (terrazzi inscatolati) sono presenti ghiaie, sabbie e limi (depositi alluvionali attuali e recenti olocenici).

Idrologicamente, all'interno della sequenza sopra descritta si possono individuare, dall'alto verso il basso, tre distinte unità: i depositi alluvionali di età olo- pleistocenica, la successione "villafranchiana", il basamento marino (vedi figura di seguito riportata).
La prima delle suddette unità assume particolare interesse per quanto attiene alle risorse idriche sotterranee in quanto sede di vari acquiferi di notevole importanza.

In linea generale, all'interno dei depositi alluvionali è possibile distinguere una falda freatica, caratterizzata da un livello piezometrico soggetto a sensibili variazioni stagionali, e diversi acquiferi a comportamento francamente artesiano.
Scendendo nel dettaglio, si osserva che la porzione più superficiale del materasso alluvionale è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi sabbiosi, non di rado miscelati in varia percentuale a ghiaietto, talora con intercalazioni di lenti argilloso- limose.

La presenza di tali lenti permette la locale formazione di orizzonti freatici sospesi che, in funzione dei locali assetti litostratigrafici, si posizionano a profondità varie; non di rado anche a pochi metri dal piano di campagna. Tali orizzonti, che traggono la propria alimentazione unicamente dalla locale infiltrazione superficiale (acque di precipitazione meteorica e, nel periodo tarda primavera - metà estate, acque irrigue), sono caratterizzati da un flusso idrico complessivamente diretto verso meridione, ma che, localmente, risulta condizionato dalla presenza delle principali incisioni fluviali che svolgono una sensibile azione drenante.

Dal punto di vista della piezometria, in corrispondenza dell'area di studio, la carta delle Isofreatiche (fig. 5) pone la falda freatica ad una quota comprese tra 77 e 76 m s.l.m. indicando una soggiacenza compresa tra 4 e 5 m da p.c.



Figura 5: Carta delle isofratiche (Tav. 3 Studio geologico PGT)

Nel corso dell'indagine la falda freatica è stata rilevata, nei sondaggi geognostici alle profondità di 8 e 8.5 m da p.c.

Indicazioni componente geologica PGT comunale

Dal punto di vista della fattibilità geologica, redatta a supporto del PGT, l'area oggetto di intervento è in classe 2: fattibilità con modeste limitazioni

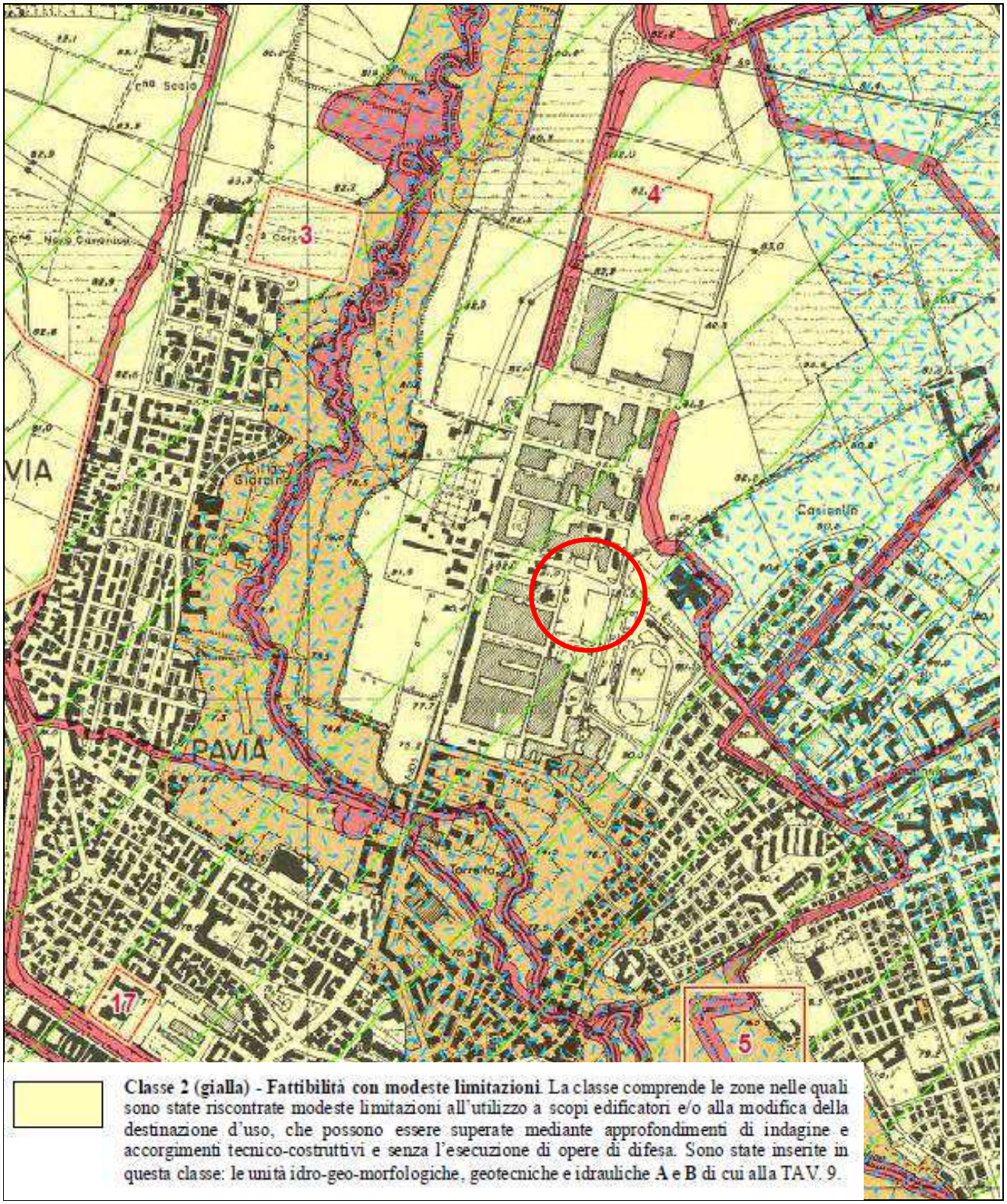


Figura 6: Carta fattibilità geologica (Tav. 10.2 Studio Geologico PGT)

Infine nella Carta della pericolosità Sismica Locale, l'area di studio è classificata in zona Z4a: zone zone di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi per i quali si prevedono amplificazioni litologiche e/o geometriche.

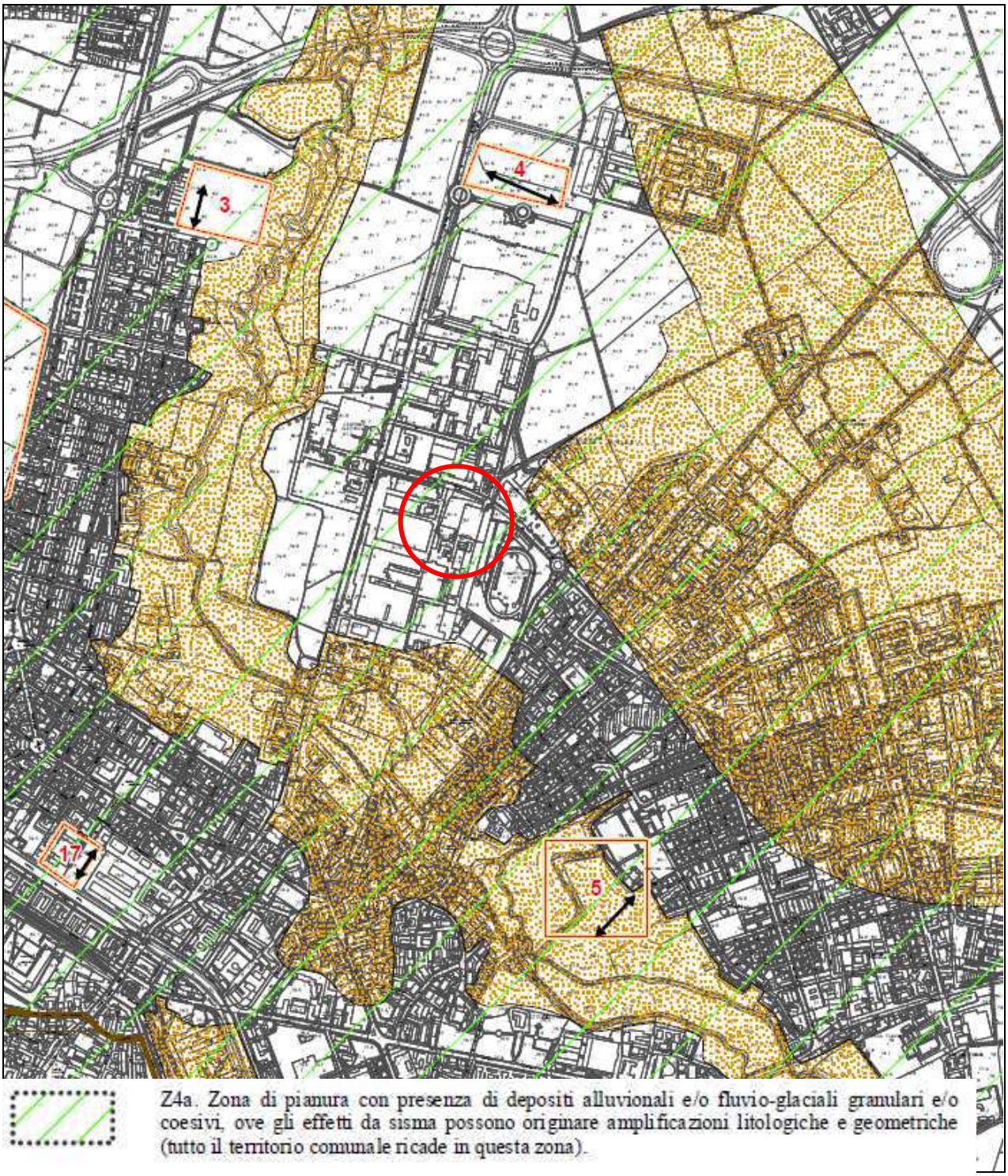


Figura 7: Carta della Pericolosità Sismica Locale (Tav. 7 Studio Geologico PGT)

Indagini in sito

Le indagini geognostiche sono consistite nell'esecuzione di n° 2 sondaggi stratigrafici spinti fino a -10 m e n° 5 prove penetrometriche dinamiche SCPT spinte fino a -11 m da p.c., mentre l'indagine

sismica per la verifica della categoria di sottosuolo è consistita nell'esecuzione di una tromografia HVSR. L'ubicazione degli indagini è visibile in fig. 8.

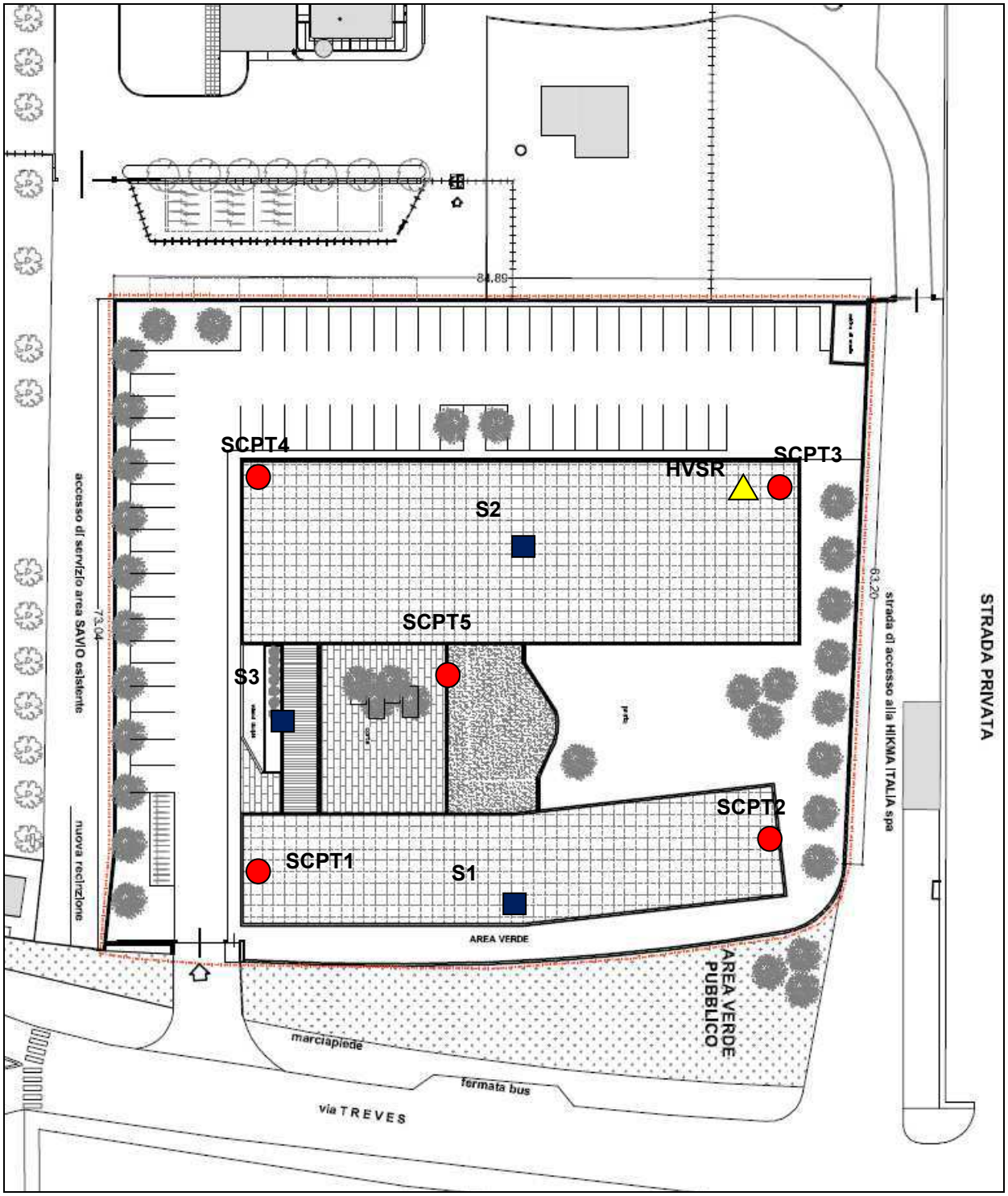


Figura 8: Ubicazione indagini: sondaggi (■) prove penetrometriche SCPT (●) e HVSR (▲)

Sondaggi stratigrafici

I sondaggi S1, ed S2 sono stati eseguiti fino alla profondità di 10 m da p.c., mentre il sondaggio S3, esclusivamente eseguito a scopo ambientale, si è spinto fino alla profondità di -2.4 m. Tutti i sondaggi sono stati eseguiti mediante carotaggio continuo.
E' stata impiegata la seguente sonda idraulica a rotazione:

-GELMINA NENZI equipaggiata con carro cingolato con le seguenti caratteristiche tecniche

- Coppia massima 600 kmg
- Velocità di rotazione da 0 a 800 giri rpm con 4 velocità
- Passaggio morse 200 mm
- Spinta 3500 kg
- Tiro 3000 kg
- Corsa testa idraulica 3500 mm
- Cap. tiro max argano 12 kN
- Gruppo freno-svitatore forza max di bloccaggio 12000 Kg
- Serbatoio olio capacità 50 lt
- Pannello comandi centralizzato
- Mast di perforazione completo di prolunga 625 mm

La sonda perforatrice è equipaggiata con pompa TRIPLEX NENZI TP200 da 200 l minuto.

Per l'esecuzione delle perforazioni a carotaggio continuo sono stati utilizzati i seguenti accessori.

- batteria aste diametro 76 mm lunghezza 1500 mm
- carotiere semplice "S" diametro 131 mm lunghezza 1500 mm
- carotiere semplice "S" diametro 101 mm lunghezza 1500 mm
- corone al vidiam
- rivestimenti diametro 127 mm lunghezza 1500 mm

Per effettuare i sondaggi stratigrafici, si è proceduto a carotaggio continuo, con il carotiere semplice D 101 mm per brevi tratti successivi: dopo aver campionato per complessivi 1500 mm si è fatto seguire il tubo di rivestimento (D. 127 mm) per sostenere le pareti del foro.

Per non alterare la granulometria del terreno naturale, l'avanzamento del carotiere nei terreni sciolti (o nella roccia quando molto alterata e/o fratturata) è stato eseguito rigorosamente a secco.
Una volta effettuato il carotaggio il materiale recuperato, "carota", è stato riposto in apposite casse catalogatrici di legno con riportato la località di prelievo, il committente, e la quota di prelievo del terreno.

Entro i fori di sondaggio, in corso di avanzamento della perforazione, alle profondità prefissate, sono state eseguite le prove penetrometriche dinamiche discontinue SPT.

Prove penetrometriche dinamiche SPT

Le prove penetrometriche dinamiche discontinue (Standard Penetration Test) sono state eseguite con dispositivo NENZI a sgancio automatico (conformemente alle disposizioni dell'AGI - Associazione Geotecnica Italiana) avente le seguenti caratteristiche:

* *Campionatore Raymond diametro 50.8 (con punta conica "aperta")*
* *Massa battente kg 63.5*
* *Altezza di caduta 75 cm*

Si sono registrati i colpi necessari all'affondamento di 3 tratti successivi di 15 cm.

I valori rilevati sono esposti nella sottostante tabella riassuntiva e sulla relativa colonnina nel log stratigrafico (stratigrafie) allegate nel testo.

Prof (m da p.c.)	Sondaggio S1 colpi	Sondaggio S2 colpi
3.0-3.45	3/3/4	2/3/3
6.0-6.45	4/4/3	3/3/4
9.0-9.45	8/7/7	7/7/6

Nelle pagine seguenti le foto dei campioni ed i logs stratigrafici dei sondaggi S1, S2, S3



Foto 1: sondaggio S1 0-5 m



Foto 2: sondaggio S1 5-10 m

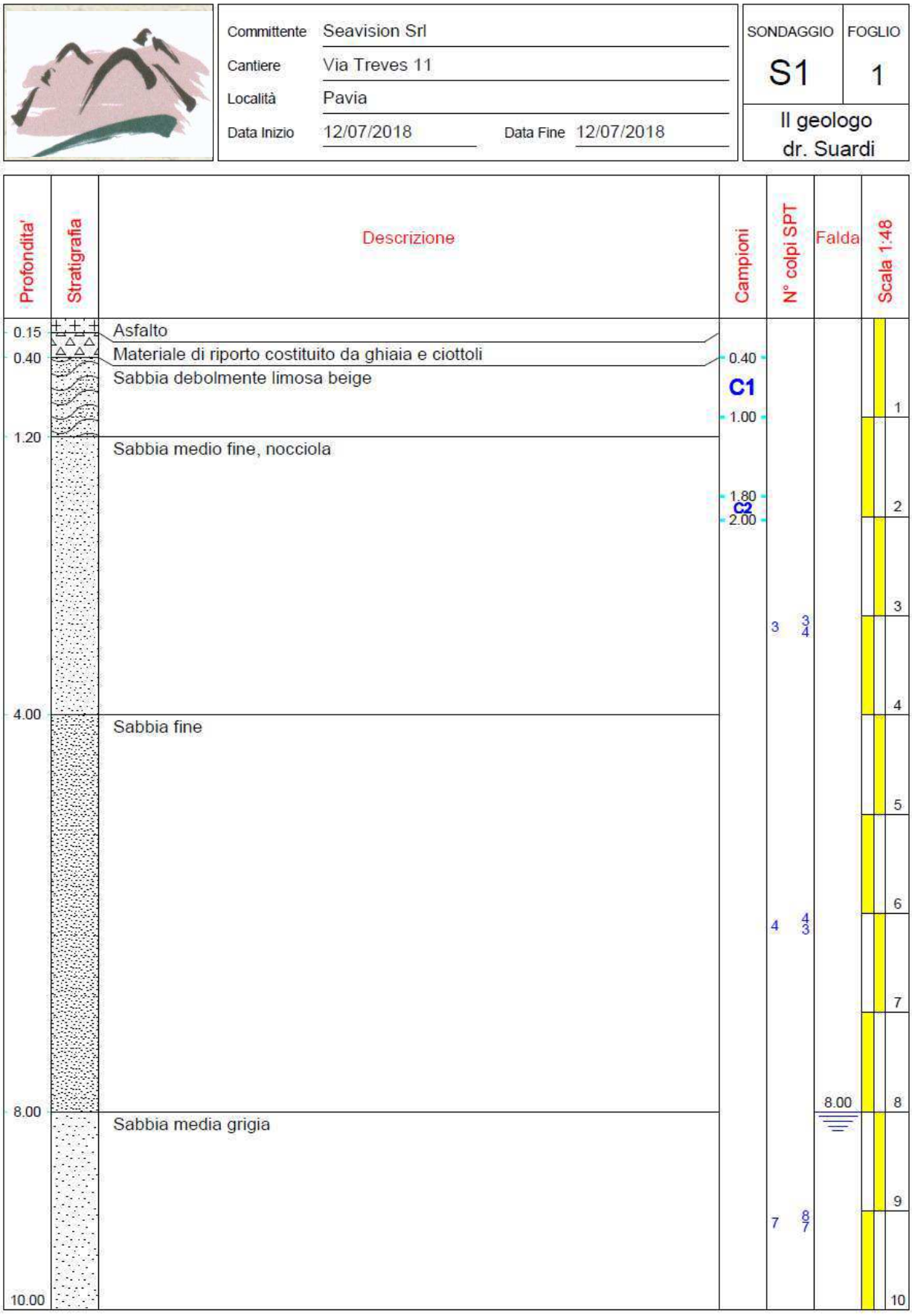


Figura 9: log stratigrafico sondaggio S1



Foto 3: sondaggio S2 0-5 m



Foto 4: sondaggio S2 5-10 m

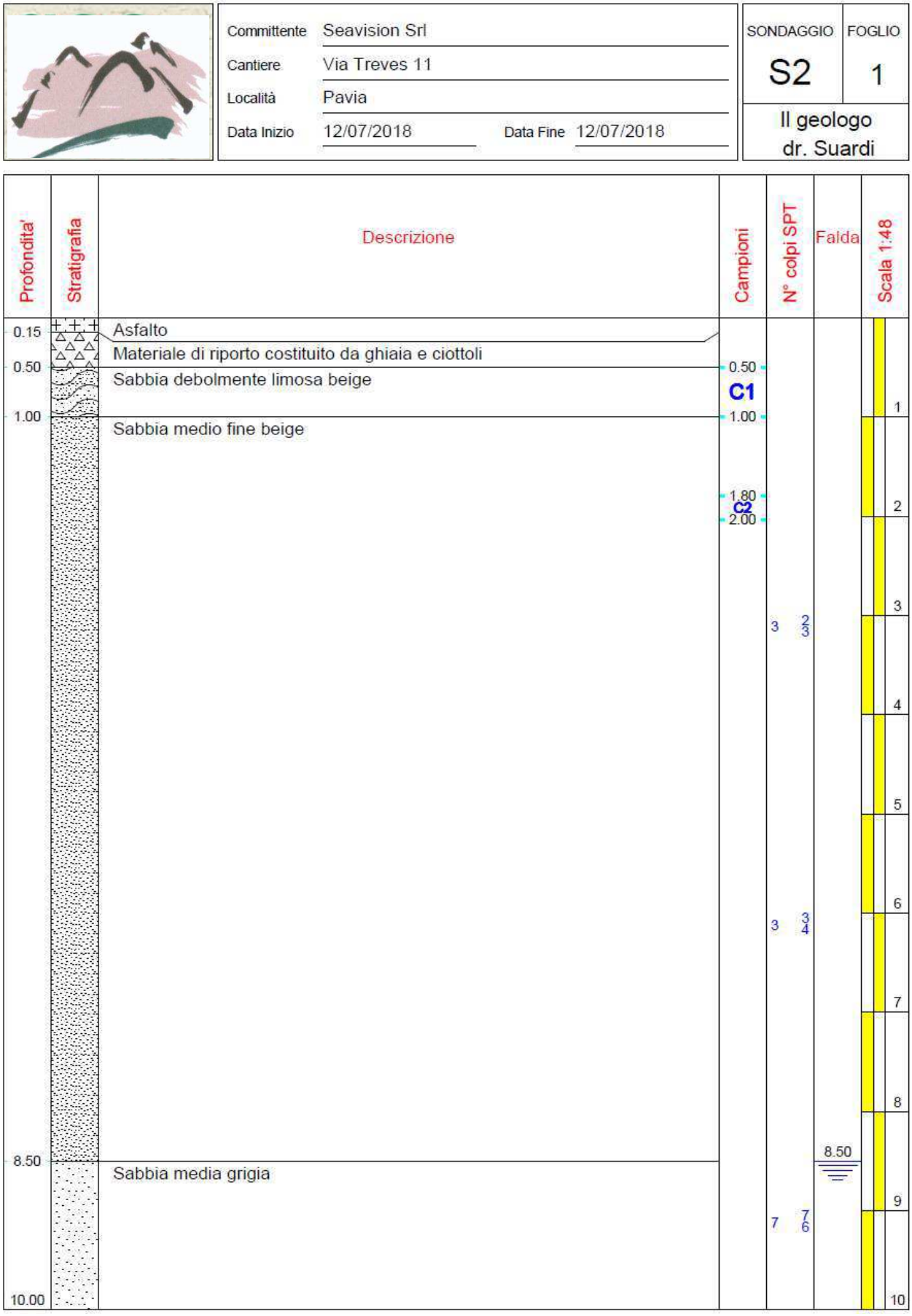


Figura 10: log stratigrafico sondaggio S2



Foto 5: sondaggio S3 0-2.4 m

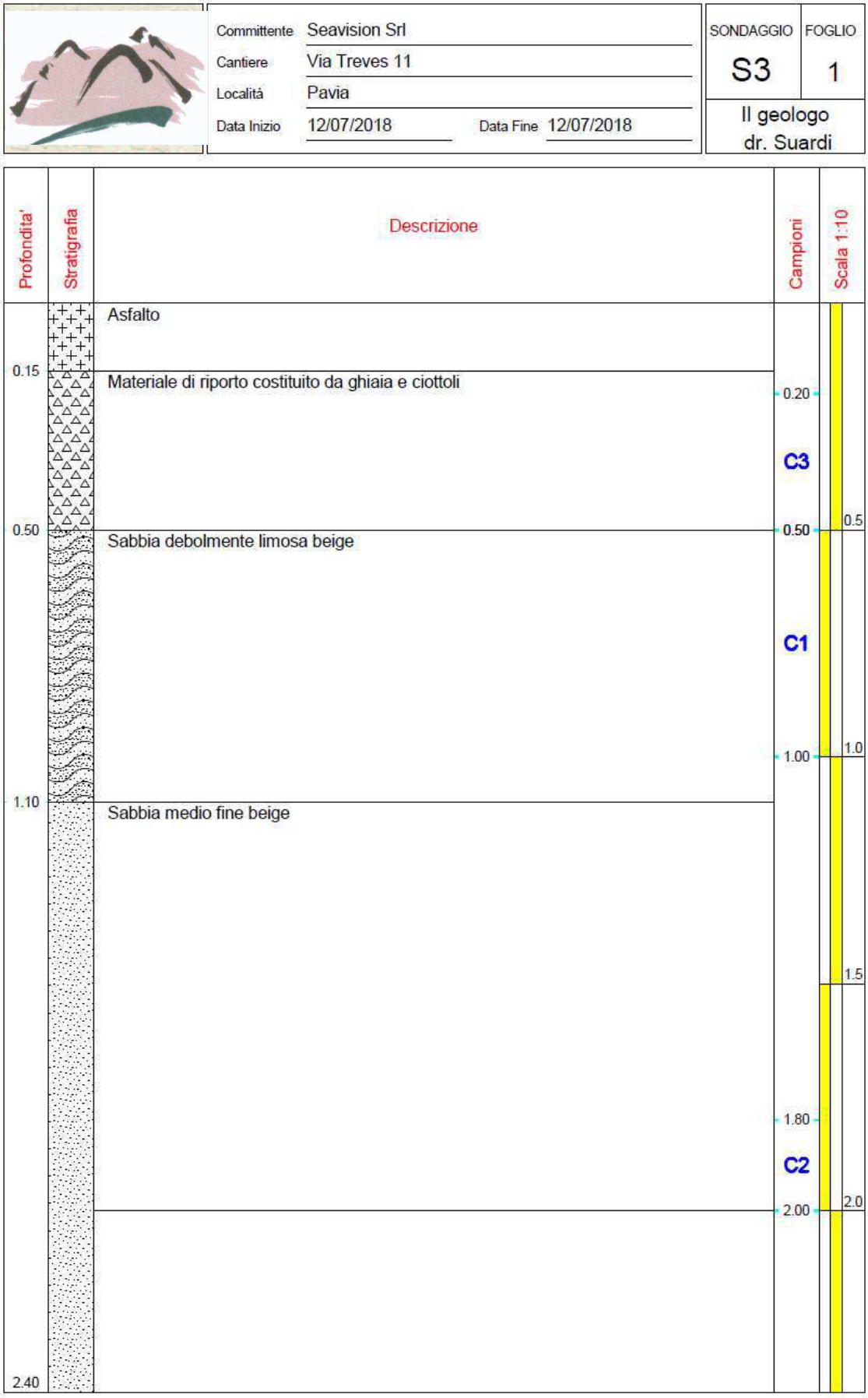


Figura 11: log stratigrafico sondaggio S3

Prove penetrometriche SCPT

Le prove penetrometriche dinamiche SCPT sono state eseguite con penetrometro dinamico pesante PENNI 63 Kg, montato su cingoli in gomma, i cui componenti sono rigorosamente conformi alle norme geotecniche in materia.

In particolare il penetrometro impiegato può essere descritto come classe DPSH.

I dati tecnici del penetrometro sono così riassumibili:

Diametro delle aste	*: 32 mm*	
Diametro dei rivestimenti	***:*** *48 mm*	*1" ½*
Punta conica – diametro	***:*** *50.8 mm*	*2"*
Conicità	***:*** *90°*	
Peso del maglio	***:*** *63,5 kg*	*160 libbre*
Altezza di caduta (volata)	**:** *75 cm*	*30"*

La prova consiste nel misurare il numero dei colpi (N20) necessari all'infissione delle aste D. 32 mm per un intervallo pari a 20 centimetri.

Nelle figure seguenti vengono esposti i diagrammi relativi alla prova SCPT dove, in ascissa, in funzione della profondità, con linea continua viene esposto il valore "N_{SCPT}" relativo all'avanzamento delle aste.

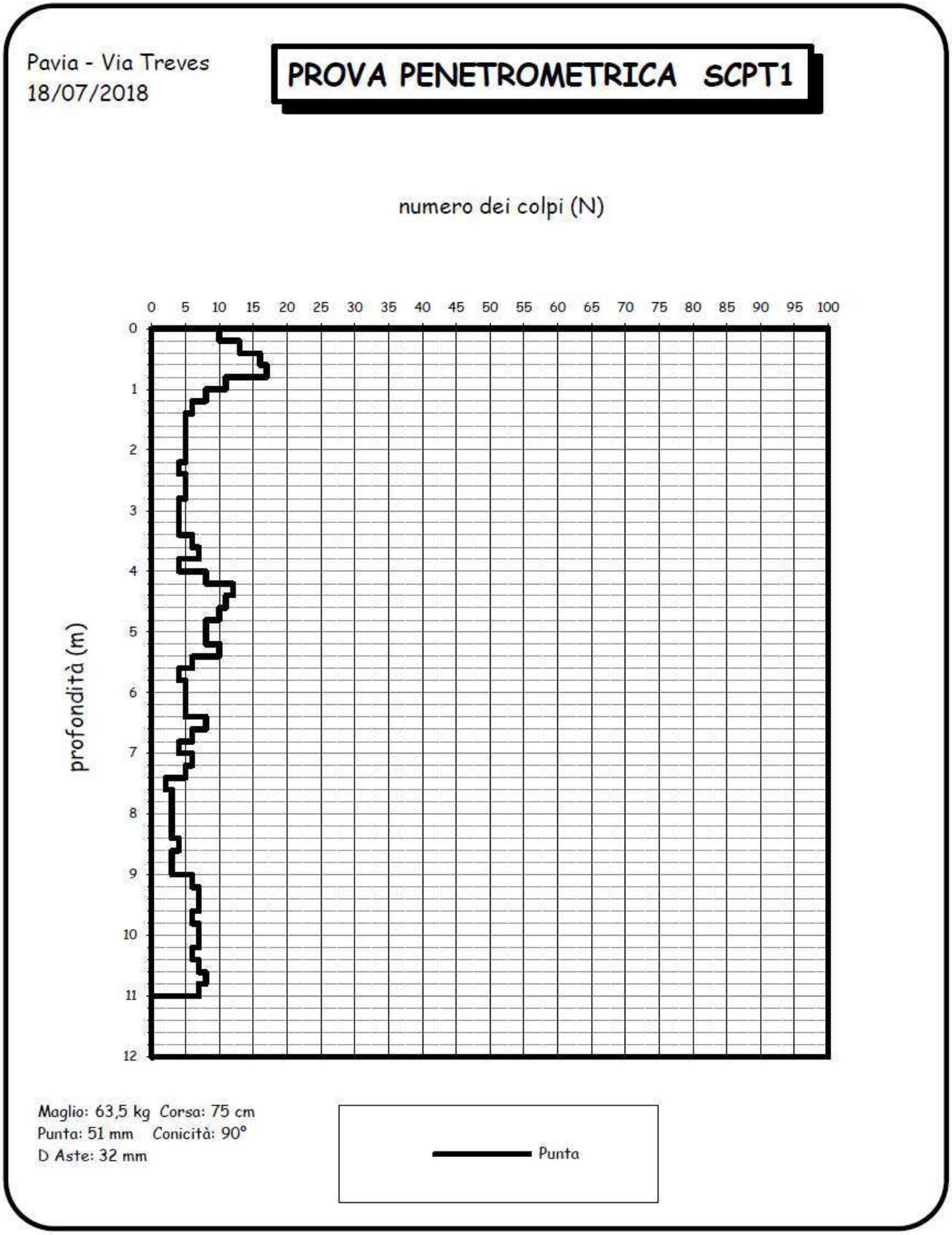


Figura 12: SCPT n° 1

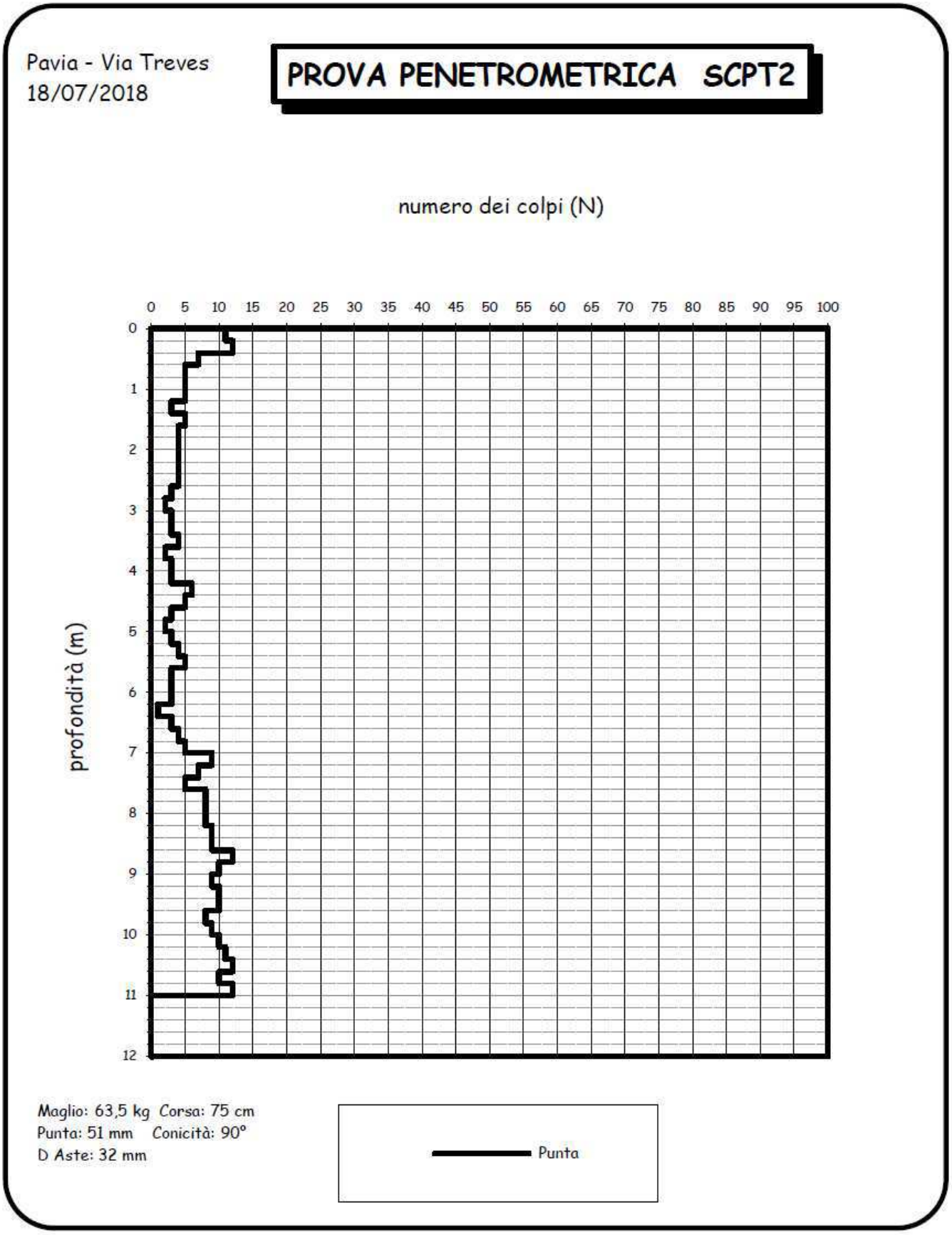


Figura 13: SCPT n° 2

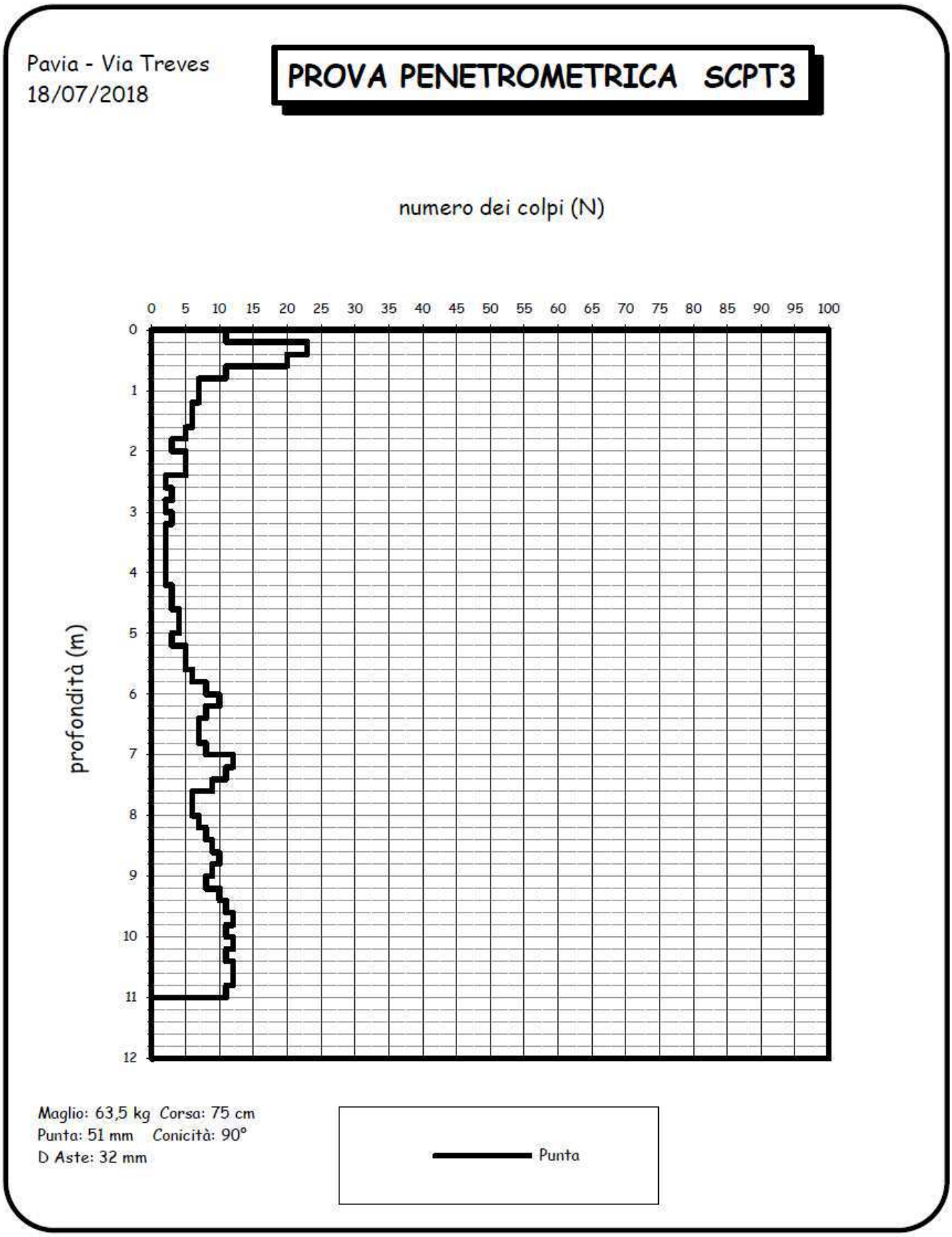


Figura 14: SCPT n° 3

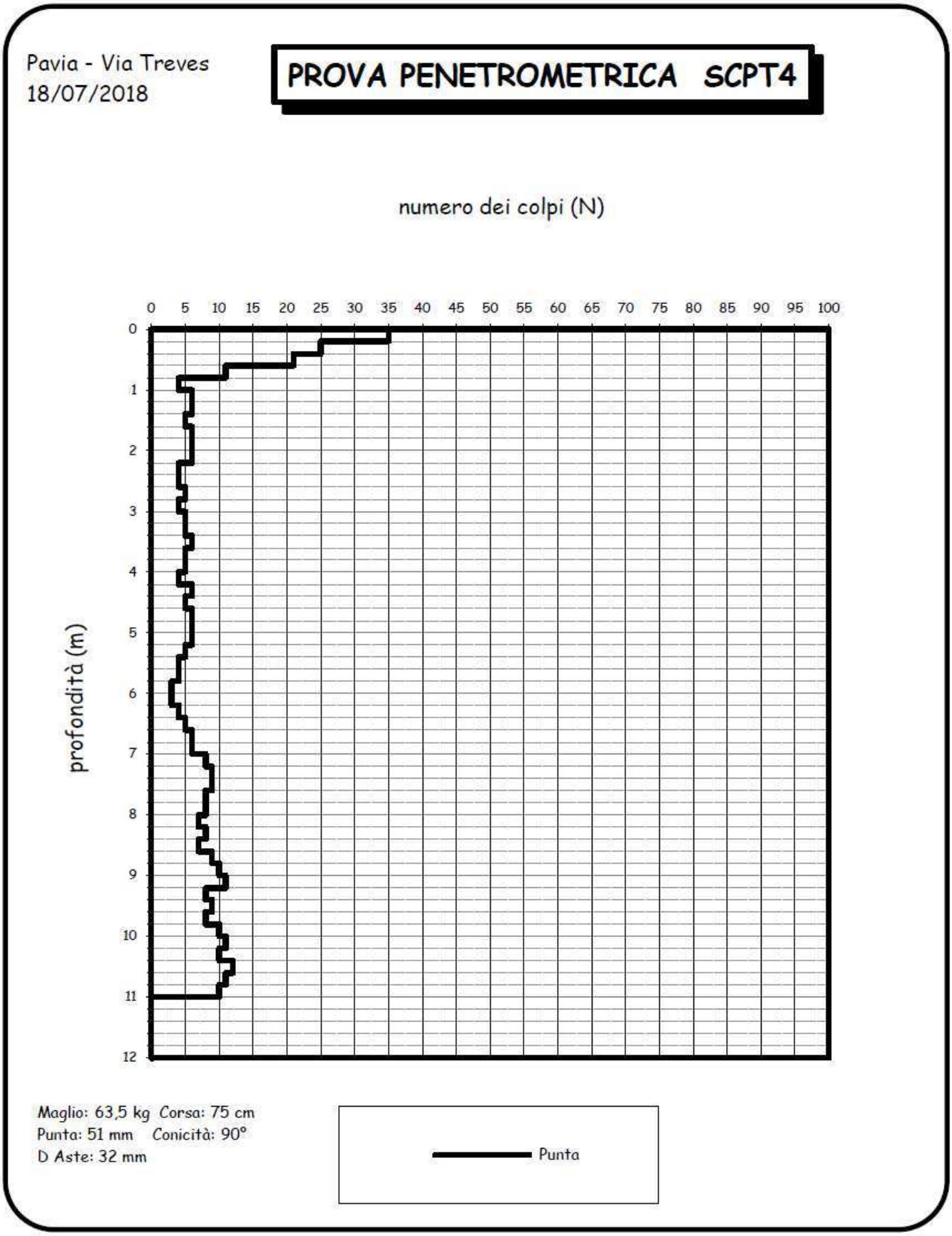


Figura 15: SCPT n° 4

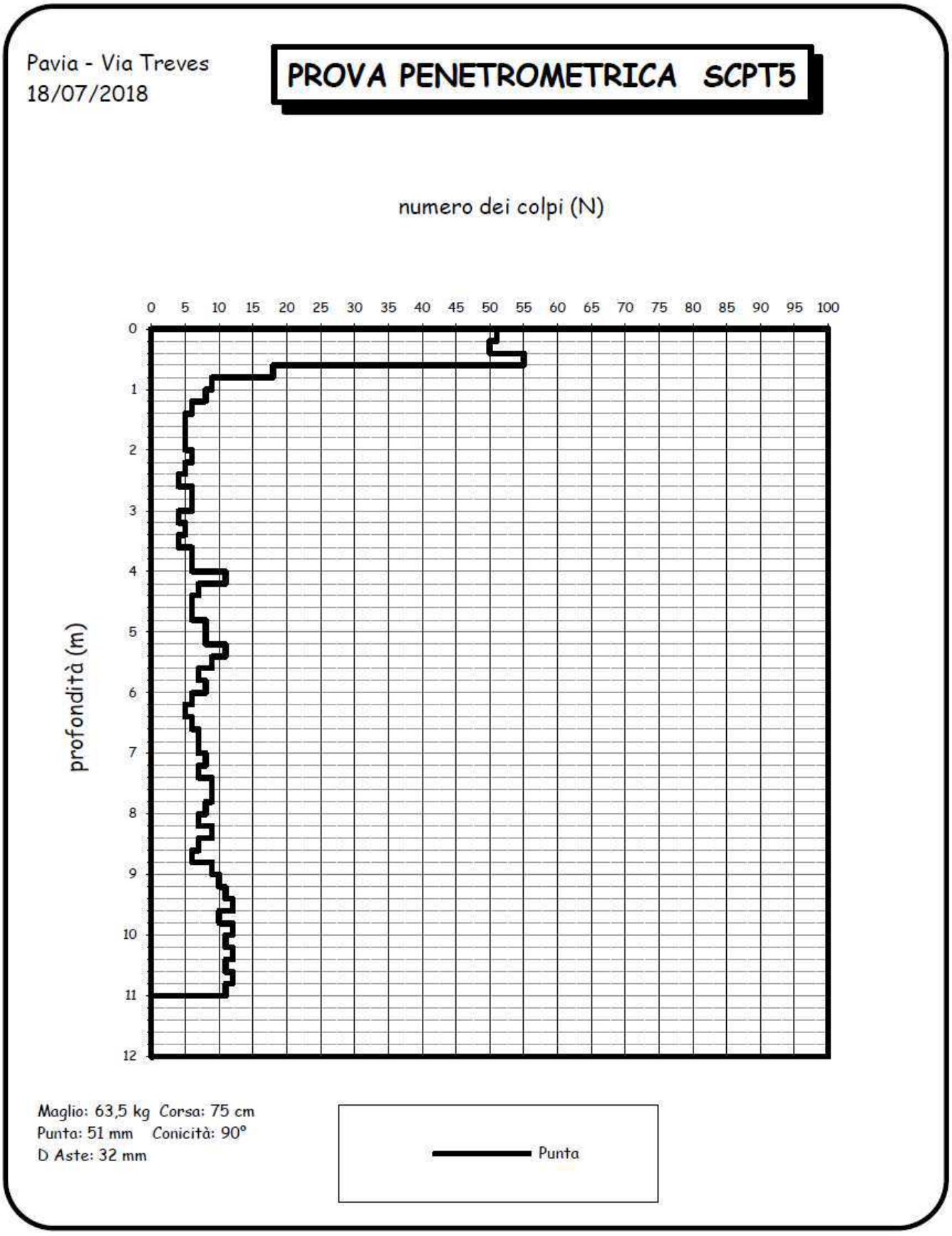


Figura 16: SCPT n° 5

Indagine SISMICA HVSR

Premessa

La metodologia d'indagine HVSR (detta anche tecnica di Nakamura, 1989) è una tecnica sismica passiva che prevede la misura del "rumore ambientale" o "microtremore", della superficie terrestre dovuto a fenomeni sia naturali (es. vento) che antropici.
Il metodo porta ad individuare eventuali fenomeni di amplificazione sismica e risonanza dovuti alla stratigrafia locale ed alle discontinuità presenti nel substrato.
La tecnica è non invasiva, rapida e non necessita di fonti di energizzazione esterne, dato che il rumore ambientale è ovunque presente.
Essa sfrutta le basi teoriche dei metodi sismici tradizionali (riflessione, rifrazione), unite a quelle dei microtremori.
Lo spessore di uno strato, noto da precedenti indagini (es. sondaggio, prove penetrometriche, etc.) e la velocità delle onde S di taglio in tale strato determinano la "frequenza fondamentale di risonanza" delle onde secondo la relazione:

$$f_0 = Vs/4h,$$

dove Vs è la velocità delle onde S nello strato attraversato ed h il suo spessore.

I microtremori sono principalmente legati alle onde superficiali, in particolare alle onde di Rayleigh, e solo in parte alle onde di volume P o S. Nelle analisi si fa ad ogni modo riferimento alle onde S dato che la velocità delle onde di Rayleigh è molto simile a quella delle onde S.
La frequenza fondamentale di risonanza del sito è legata al passaggio delle onde da un materiale ad un altro avente diversi valori di velocità delle onde sismiche e di densità, quindi è legata alla presenza di un contrasto d'impedenza acustica.
Il rapporto H/V permette di determinare tale frequenza fondamentale.
Tramite opportuni algoritmi si può compiere un'inversione degli spettri H/V al fine di determinare i profili di velocità delle onde di taglio S e quindi il valore Vs30 (velocità delle onde S a 30 m di profondità), come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Il significato teorico del rapporto spettrale H/V è abbastanza immediato nel caso in cui si consideri un mezzo semplice formato da due soli strati: il bedrock ed uno strato superficiale più soffice.

Si precisa che per bedrock si intende qualunque strato con velocità nettamente maggiore di quello sovrastante, in grado di determinare un picco di risonanza; tale strato non deve necessariamente essere una roccia ma, soprattutto in ambiti di pianura, può essere una sabbia o una ghiaia.

Per quanto riguarda, infine, l'elaborazione delle misure, sulla tomografia eseguita sono state eseguite le seguenti operazioni.

- **Analisi della traccia.** La pulizia della traccia è preliminare a qualsiasi tipo di modellazione. La

rimozione dei disturbi è di fondamentale importanza anche per l'analisi delle curve H/V. Tali curve devono essere statisticamente significative, ossia essere caratterizzate da una deviazione in ampiezza e in frequenza ridotta. Quando questa caratteristica non sia presente sin dall'inizio, essa va ricercata tramite una pulizia del tracciato.

- **Modellazione.** L'osservazione simultanea delle curve H/V e degli spettri delle singole componenti permette di distinguere i picchi di origine stratigrafica da quelli di natura antropica. Un picco di origine naturale individuato sulla curva H/V coincide, sugli spettri delle singole componenti, ad un minimo locale della componente spettrale verticale.

Di seguito si riportano i risultati della misura.

MISURA N. TR01

Frequenza di campionamento	128 Hz	***Condizioni meteorologiche***	Sereno
Data registrazione	19/07/2018	***Lunghezza finestre***	20 s
Terreno di misura	Terra	***Tipo di lisciamento***	Triangular window
Accoppiamento suolo strumento	Piedini lunghi	***Lisciamento***	10 %
Orientamento dello strumento	Nord	***Durata della registrazione***	16' 00"
Vincolo stratigrafico	Prova penetrometrica dinamica		

Modellazione

Di seguito i grafici H/V con interpolazione della curva in base al vincolo stratigrafico e la curva h/v con le varie componenti orizzontali e verticale.

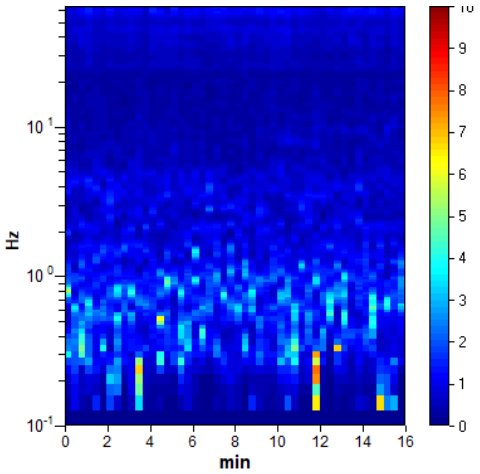


Diagramma spettri Freq/tempo

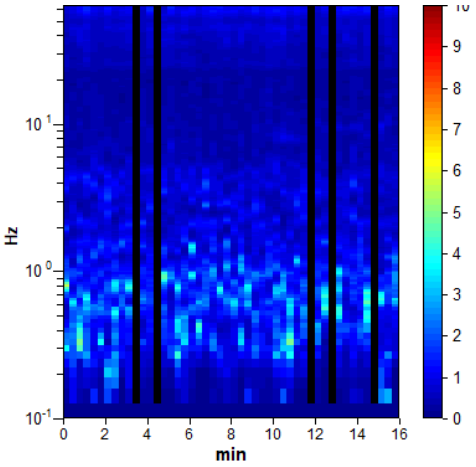
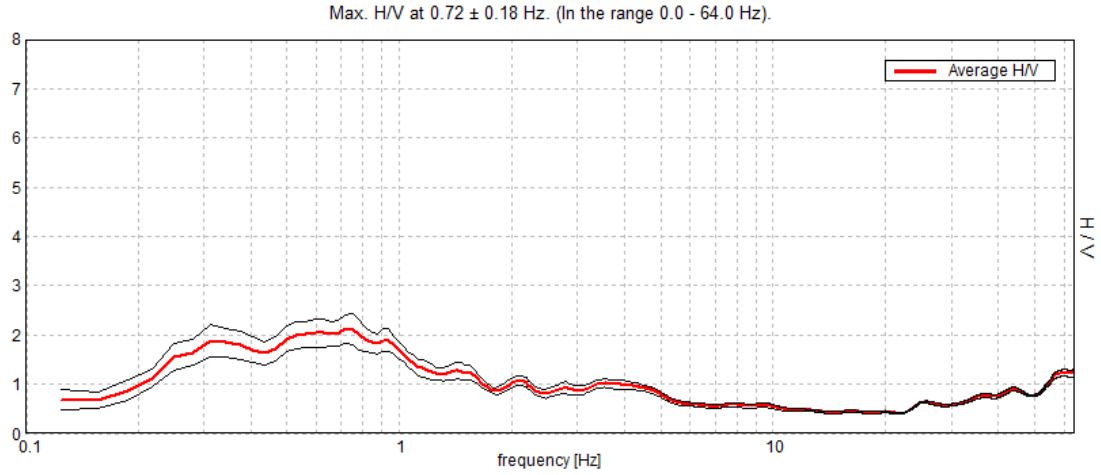
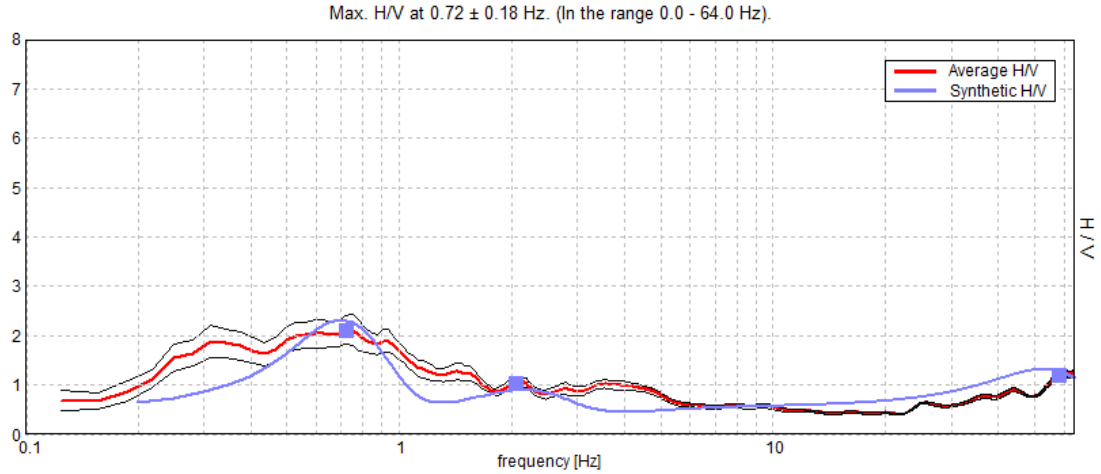


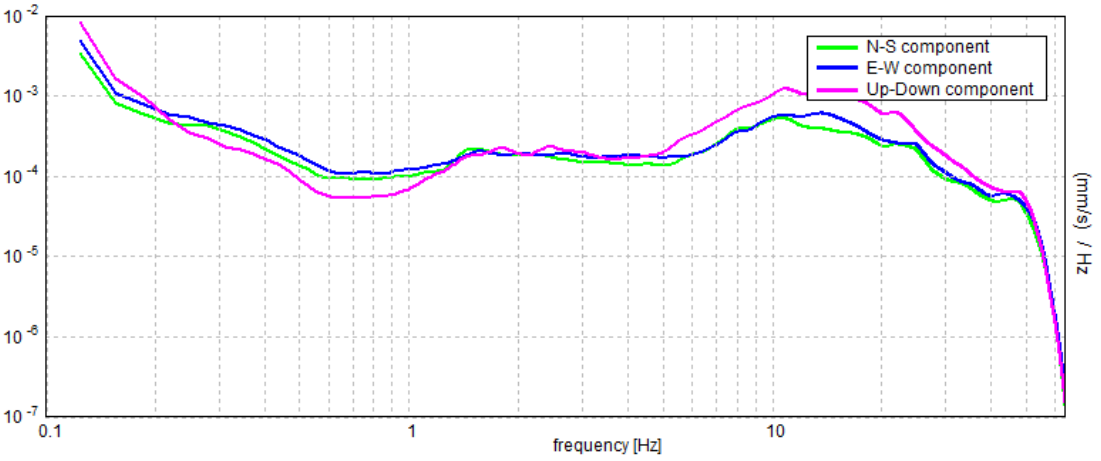
Diagramma spettri Freq/tempo depurato dei disturbi



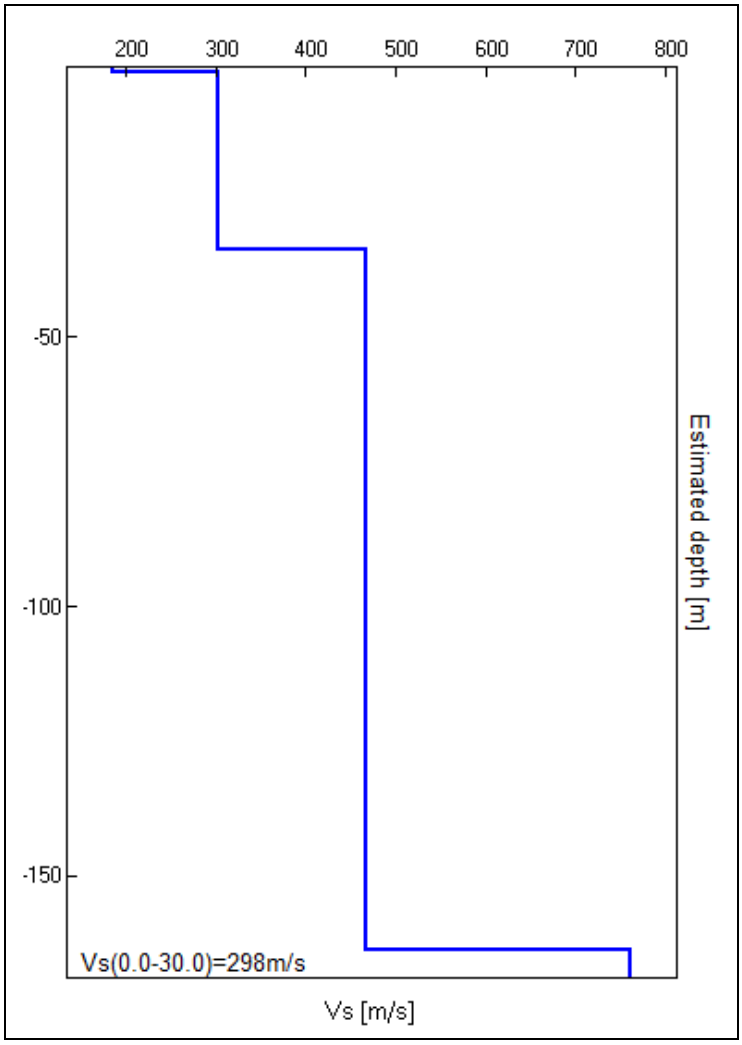
Curva H/V



Curva H/V Interpolata



Curva h/v con le componenti orizzontali e verticale



Curva Vs 30

Profondità alla base dello strato [m]	***Spessore [m]***	***Vs [m/s]***
0.8	0.8	185
33.80	33.00	303
163.80	130.0	467
∞	∞	762

Andamento valori di Vs30 con la profondità

Risultati

La misura effettuata ha fornito il seguente valore di Vs30: 298 m/s che permette di attribuire il suolo alla categoria sismica C.
Il risultato dell'indagine conferma i risultati di indagini sismiche eseguite in aree adiacenti nell'ambito dello studio di microzonazione sismica del PGT di pavia.

Nel caso in esame lo spettro H/V ha consentito di individuare le frequenze di risonanza del terreno, che mostrano i seguenti valori:

- 0.72 Hz,
- 1.1 Hz
- 59 Hz.

In fase di progettazione occorrerà prestare particolare attenzione alla frequenza di vibrazione fondamentale della struttura, al fine di evitare il fenomeno della doppia risonanza.
In caso di sisma, infatti, danni maggiori si hanno in quelle strutture la cui frequenza naturale di vibrazione è prossima alla frequenza naturale di vibrazione del terreno (fenomeno della doppia risonanza). Le ampiezze di oscillazione del terreno e dell'edificio si combinano, amplificando in maniera disastrosa le sollecitazioni sulla struttura.
Il fenomeno della doppia risonanza consente di spiegare il danneggiamento selettivo che si osserva quasi sempre nelle aree colpite da un sisma. Variando le condizioni geologiche locali, varia la frequenza naturale del terreno. Edifici con simile frequenza naturale possono subire livelli di danno molto differenti fra loro, perché posti in siti dove cambia la situazione geologica.

Classificazione sismica

La Regione Lombardia, con D.G.R. 11 luglio 2014 n. 2129, ha provveduto all'aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni indicando per Pavia la classe "3", con AgMax pari a 0,07.

Individuazione della pericolosità del sito

TR (anni)	Ag (g)	F0(-)	TC*(s)
30	0.022	2.538	0.183
50	0.029	2.521	0.206
72	0.033	2.541	0.220
101	0.038	2.556	0.236
140	0.043	2.518	0.257
201	0.050	2.515	0.266

475	0.070	2.509	0.281
975	0.093	2.497	0.285
2475	0.130	2.483	0.288

Scelta della strategia di progettazione

Vita nominale della costruzione (anni): VN: 50 Classe d'uso
della costruzione II. Cu: 1.0
Periodo di riferimento per la costruzione (anni): VR: 50
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (anni): TR

Stati limite di esercizio SLE – SLO-PVR=81%: TR = 30
SLD-PVR=63%: TR = 50

Stati limite ultimi SLU – SLV-PVR=10%: TR = 475
SLC-PVR=5%: TR = 975

Stato Limite	TR (anni)	Ag (g)	F0(-)	TC*(s)
SLO	30	0.022	2.538	0.184
SLD	50	0.029	2.522	0.206
SLV	475	0.070	2.509	0.281
SLC	975	0.093	2.497	0.285

Categoria sismica dei terreni

Ai fine della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale; in assenza di specifiche analisi si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento:

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Sulla scorta dell' indagine HVSR eseguita sull'area di studio, i terreni dei Livelli stratigrafici individuati appartengono alla categoria "C" con una Vs 30 misurata da p.c., corrispondente a 298 m/sec. In seguito ai risultati dell'approfondimento di II livello si confermerà o meno la scelta della categoria da utilizzare in sede progettuale per la costruzione prevista.

Per determinare i parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali si potrà fare riferimento alla tabella:

Categoria suolo	S	TB	TC	TD
A	1.00	0.15	0.40	2.00
B-C-E	1.25	0.15	0.50	2.00
D	1.35	0.20	0.80	2.00

Mentre per quelli della componente verticale:

Categoria suolo	S	TB	TC	TD
A-B-C-D-E	1.00	0.05	0.15	1.00

Approfondimento sismico di II livello

Relativamente alle problematiche sismiche, come desumibile dallo studio di PGT, l'area in esame viene classificata in "Zona Z4a" e per la quale sono attesi effetti di amplificazione litologiche e geometriche.

L'attuale normativa prevede che debbano essere effettuati approfondimenti di studio sismico di secondo livello al fine di determinare in modo semiquantitativo il fattore di amplificazione locale Fa. Tale valore è utilizzato in fase progettuale per ottimizzare le strutture sotto l'aspetto della prevenzione antisismica.

Sulla base dell' indagine sismica eseguita nell'area di studio i terreni presenti hanno manifestato valori di Vs30 (riferiti al piano di appoggio delle fondazioni) pari 298 m/s e quindi di categoria B con un andamento della curva delle velocità, assimilabile a quella di riferimento litologica della Regione Lombardia "sabbiosa".

Con il metodo di calcolo indicato dalla normativa si ottengono valori di Fa pari a:

Fa Intervallo di periodo 0.1 – 0.5 s: **1.0**+0.1**= 1,1**
Fa Intervallo di periodo 0.5 – 1.5 s: **1,6**+0,1**=1,7**

Per il comune di Pavia i valori di soglia del Fattore di amplificazione Fa forniti dalla Regione Lombardia, differenziati per suoli di fondazione e per periodi, sono:

INTERVALLO	Valori soglia			
	B	C	D	E
0.1 - 0.5	1.4	1.9	2.2	2.0
0.5 - 1.5	1.7	2.4	4.2	3.1

e rappresentano il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

L'approfondimento sismico di secondo livello ha evidenziato quanto segue:

INTERVALLO 0.1 / 0.5 s – Strutture basse , regolari e rigide: **1.1<1.9** Il valore di Fa ottenuto risulta inferiore di quello previsto dalla Norma per suoli di tipo C: si conferma lo spettro previsto per la categoria di suolo rilevata dall'indagine: **categoria C**
INTERVALLO 0.5 / 1.5 s – Strutture alte e flessibili: **1.7< 2.4**
E' possibile applicare lo spettro previsto dalla normativa vigente e quindi si conferma come categoria di suolo la categoria C;

Definizione dei parametri e dei coefficienti sismici

In considerazione che la struttura in progetto risulta assimilabile alla categoria "edifici bassi e compatti" verrà considerata la categoria di suolo C individuata dall'indagine e confermata dall'approfondimento di II Livello.

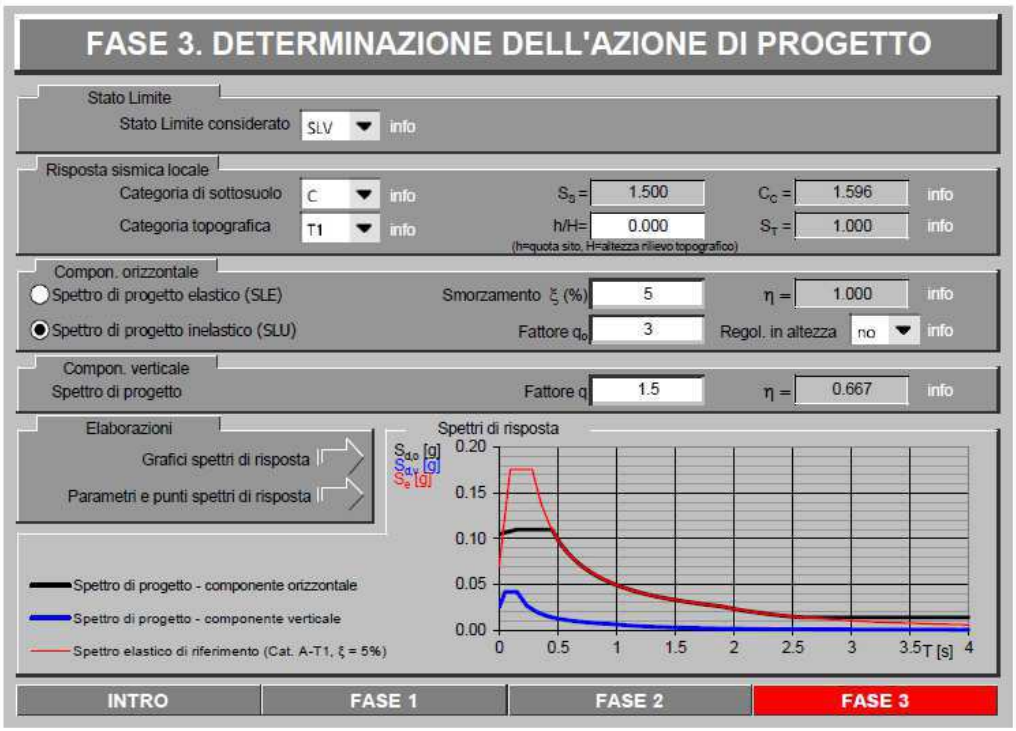
Categoria sottosuolo:	C	Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	50anni	Coefficiente cu:	1.0

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss* (ampl. stratigrafica)	1.50	1.50	1.50	1.50
Cc* (coeff.funz. categ.)	1.84	1.77	1.60	1.
St* (amplificazione topografica)	1.00	1.00	1.00	1.00

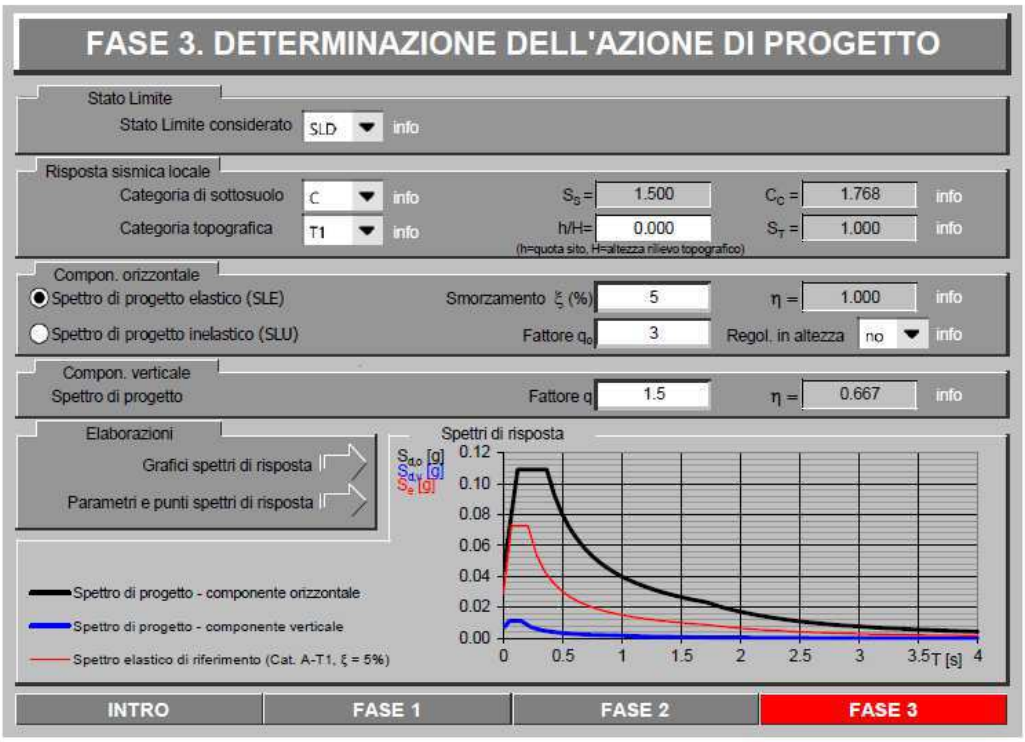
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,007	0,009	0,021	0,027
kv	0,003	0,004	0,010	0,014
Amax [m/s²]	0,323	0,419	1,013	1,332
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Determinazione dell'azione di progetto

SLU



SLE


FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO
Stato Limite
Stato Limite considerato
SLD
info
Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo
C
Categoria topografica
T1
S_S = 1.500
C_C = 1.768
h/H= 0.000
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
S_T = 1.000
Compon. orizzontale
Spettro di progetto elastico (SLE)
Spettro di progetto inelastico (SLU)
Smorzamento ξ (%) 5
Fattore q_0 3
η = 1.000
Regol. in altezza no
Compon. verticale
Spettro di progetto
Fattore q 1.5
η = 0.667
Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta
Spettri di risposta
$S_{d,o}$ [g]
$S_{d,v}$ [g]
S_e [g]
0.12
0.10
0.08
0.06
0.04
0.02
0.00
0
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
T [s]
4
Spettro di progetto - componente orizzontale
Spettro di progetto - componente verticale
Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, ξ = 5%)
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Verifica liquefazione

L'area indagata non rientra nella categoria Z2 per la quale si prescrive un approfondimento di III livello relativamente alla verifica alla liquefazione.
Inoltre lo studio geologico del PGT (cfr. par. 4.2) indica per il territorio del Comune di Pavia una magnitudo attesa Mw inferiore a 5 prescrivendo pertanto la non necessità di eseguire la verifica alla liquefazione (cosi come previsto dal paragrafo 7.11.3.4.2. delle N.T.C. 2018).

Di seguito le tabelle utilizzate per la verifica.

S.G.P. s.r.l.
via Bona di Savoia 10-Pavia

Committente: Amm. Com. di PAVIA
Località: PAVIA — Descrizione: PGT di PAVIA
Note: — Sigla:

Stima del sisma di progetto con metodi statistici (Gumbel)

Anno	Magnitudo	Distanza epicentro (km)	Località epicentro	Probabilità superamento	Tempo superamento(anni)	Accelerazione sismica (g)
1976	4	74,4	MAGGIORASCA	0,07143	1,08	0,0054
1965	4	65,5	CAPRIATA	0,14286	1,17	0,0062
1910	4	49,3	PONTE DELL'OLIO	0,21429	1,27	0,0082
1913	4,14	54,9	NOVI LIGURE	0,28571	1,4	0,0082
1882	4,3	60	APPENNINO LIGURE	0,35714	1,56	0,0086
1303	4	44,6	PIACENZA	0,42857	1,75	0,009
1759	4,3	44,2	PAVIA	0,5	2	0,0117
1945	4,23	40,1	VARZI	0,57143	2,33	0,0121
1680	4,8	62,6	GAVI	0,64286	2,8	0,0126
1945	4,78	40,1	Valle dello Staffora	0,71429	3,5	0,0192
1276	4,71	33	Italia settent.	0,78571	4,67	0,0219
1541	5,27	51,7	VALLE SCRIVIA	0,85714	7	0,0225
1828	5,55	42,1	Valle dello Staffora	0,92857	14	0,0349

Legge di attenuazione: Pugliese e Sabetta - siti con copertura profonda o su roccia
Latitudine del sito(°): 45,18929 *Longitudine del sito(°):* 9,16005
Tempo di ritorno (anni): 975 *Magnitudo del sisma di riferimento:* 3,55

S.G.P. s.r.l.
via Bona di Savoia 10-Pavia

Committente: Amm. Com. di PAVIA
Località: PAVIA — Descrizione: PGT di PAVIA
Note: — Sigla:

Stima del sisma di progetto con metodi statistici (Gumbel)

Anno	Magnitudo	Distanza epicentro (km)	Località epicentro	Probabilità superamento	Tempo superamento(anni)	Accelerazione sismica (g)
1976	4	74,4	MAGGIORASCA	0,07143	1,08	0,0164
1965	4	65,5	CAPRIATA	0,14286	1,17	0,0183
1910	4	49,3	PONTE DELL'OLIO	0,21429	1,27	0,0229
1913	4,14	54,9	NOVI LIGURE	0,28571	1,4	0,023
1882	4,3	60	APPENNINO LIGURE	0,35714	1,56	0,0236
1303	4	44,6	PIACENZA	0,42857	1,75	0,0247
1759	4,3	44,2	PAVIA	0,5	2	0,0298
1945	4,23	40,1	VARZI	0,57143	2,33	0,0306
1680	4,8	62,6	GAVI	0,64286	2,8	0,0309
1945	4,78	40,1	Valle dello Staffora	0,71429	3,5	0,0429
1276	4,71	33	Italia settent.	0,78571	4,67	0,0468
1541	5,27	51,7	VALLE SCRIVIA	0,85714	7	0,048
1828	5,55	42,1	Valle dello Staffora	0,92857	14	0,0663

Legge di attenuazione: Kawashima - depositi soffici/sciolti
Latitudine del sito(°): 45,18929 *Longitudine del sito(°):* 9,16005
Tempo di ritorno (anni): 975 *Magnitudo del sisma di riferimento:* 4,29

RELAZIONE GEOTECNICA – VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Considerazioni stratigrafiche e geotecniche

Le indagini eseguite hanno consentito di ricostruire la stratigrafia fino alla massima profondità investigata di 11 m**.**
In base ai risultati è stata ricostruita la successione dei Livelli Stratigrafici Geotecnici: le descrizioni stratigrafiche sono state desunte dai logs stratigrafici ottenuti nel corso dei sondaggi a carotaggio continuo mentre i parametri geotecnici sono stati estrapolati dai dati forniti dalle prove penetrometriche dinamiche eseguite (SPT e SCPT).

Possiamo quindi distinguere i seguenti livelli stratigrafico geotecnici:

LIVELLO [1]: da piano di esecuzione delle prove fino alla profondità variabile e compresa tra 4 e 7 m: al di sotto di uno strato di riporto di spessore pari a 0.5/0-6 m, ghiaioso con ciottoli, si tratta di depositi fluvioglaciali sabbiosi, caratterizzati da basso grado di addensamento, con valori di N_{20} mediamente compresi tra 3 e 6 colpi. A tale livello è possibile attribuire un valore di angolo di attrito di 27° ed un peso di volume di 1.70 T/m^3 .

LIVELLO [2]: dal letto del livello precedente fino alla massima profondità investigata di circa 11 m: si tratta di depositi fluvioglaciali costituiti da sabbie medio grossolane, saturi a partire da 8/8.5 m, e con valori di N_{20} mediamente compresi tra 8 e 12 colpi. A tale deposito è possibile attribuire un peso di volume di 1.80 T/m^3 e un angolo di attrito di 32°.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica si rimanda all'allegato schema ("Profilo stratigrafico e geotecnico") di fig.17, ricordando che:

Densità Relativa:	correlazione tra N_{SCPT} e Densità relativa (%) di Terzaghi-Peck
Peso di volume:	stima valutata in relazione a N_{SCPT}
Coesione non drenata:	(o resistenza al taglio non drenata), correlazione empirica secondo Terzaghi & Peck e secondo le indicazioni D.M. 7 Nav. Fac. 1982
Angolo di attrito:	correlazione tra N_{SCPT} e Φ di Meyerhoff per terreni con una percentuale di sabbia fine e limo superiore a 5
Modulo elastico:	valutato da correlazioni empiriche tra N_{SCPT} e il tipo di terreno

Relativamente ai "*valori caratteristici, Vk*" della coesione non drenata e dell'angolo d'attrito interno, si è optato per considerarli pari a quelli medi ricavati dall'indagine, mentre i "*valori di progetto Vp*"

sono stati determinati utilizzando i coefficienti riduttivi parziali, indicati nelle *Norme Tecniche per le Costruzioni*).

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

*per le rocce ed i materiali lapidei non fratturati la resistenza può essere rappresentata dalla resistenza a compressione uniassiale q_u con un coefficiente parziale γ_{qu}=1.6.

La caratterizzazione stratigrafica allegata è il risultato di una valutazione mediata del numero di colpi fatto registrare durante l'esecuzione di tutte le prove penetrometriche (SPT e SCPT).
Essa dovrà comunque essere verificata in sede di scavo e confrontata con le ipotesi fornite.

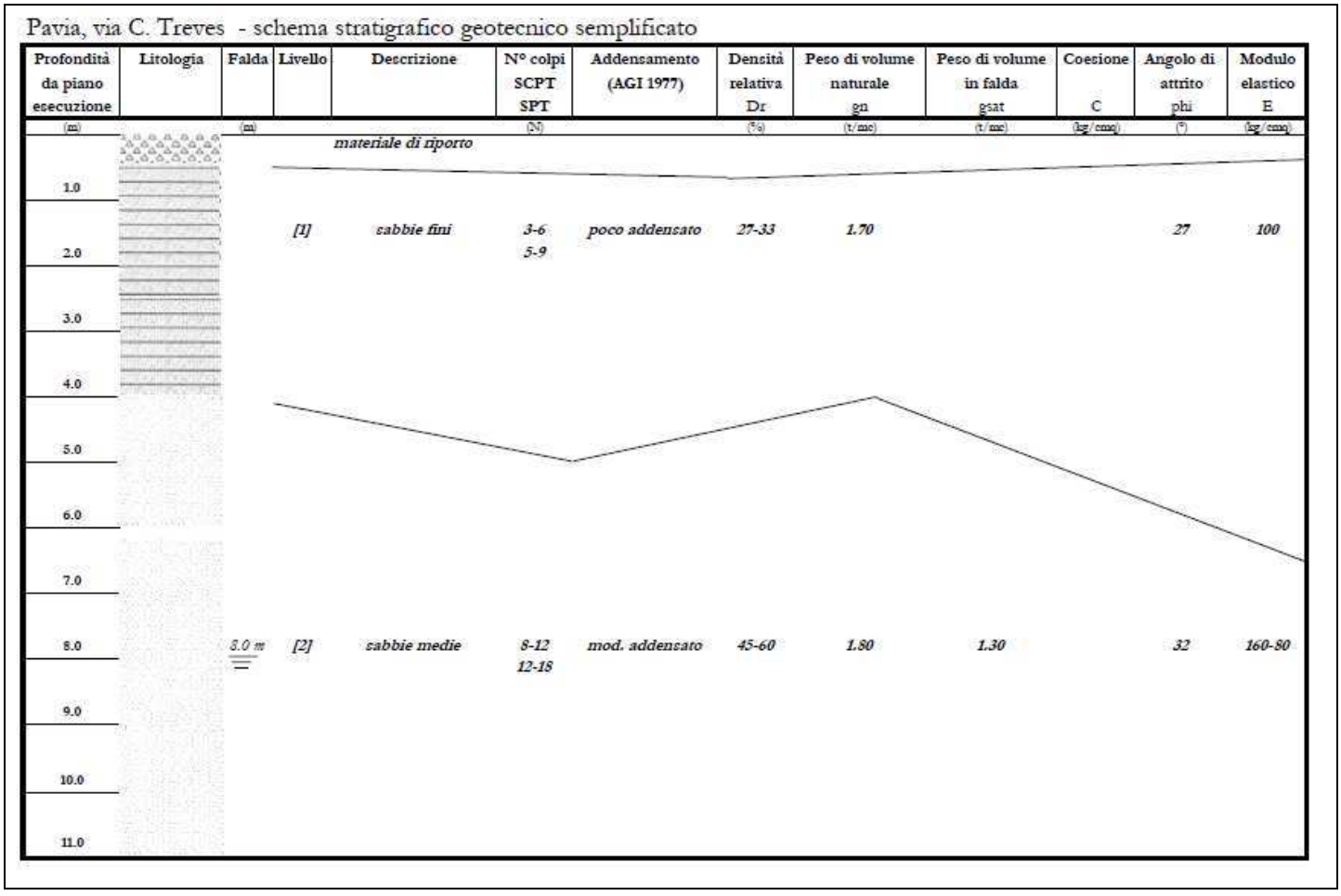


Figura 17: Profilo stratigrafico-geotecnico

Verifica della sicurezza e delle prestazioni

-Fondazioni superficiali

Il progetto in esame contempla la realizzazione di un nuovo edificio a destinazione d'uso terziario commerciale caratterizzato da tre piani fuori terra.
Si prevede la posa di fondazioni a PLINTO ISOLATO a circa -1.0 m da p.c. (-0.1 da piano pavimento finito) in corrispondenza del livello stratigrafico [1], individuato dall'indagine, di mediocri caratteristiche geotecniche.

-Verifica agli Stati Limiti Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) - (N.T.C. 2008) e stima dei cedimenti

La norma in oggetto prevede la definizione del grado di sicurezza di una struttura relativamente alla possibilità di rottura o deformazione del terreno di fondazione, con un approccio di tipo semiprobabilistico, adottando il concetto di "*stato limite ultimo (SLU)*".
Mentre nel caso si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno siano reversibili o cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite si utilizza il concetto di "*stato limite di esercizio (SLE)*".

In considerazione della tipologia dell'opera le verifiche di tipo geotecnico sono effettuate seguendo l'approccio 2 cosi come previsto dalle NTC 2018:

Approccio1 combinazione 2: (A1+M1+R3)

I valori di $Rd_{(SLE)}$ saranno espressi correlandoli con le valutazioni dei cedimenti indotti dalle resistenze in corrispondenza dei Livelli individuati al di sotto del piano di posa; in tal modo verranno calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni del terreno al di sotto del piano di posa, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione:

$$Ed <= Cd$$

dove: Ed: valore di progetto dell'effetto delle azioni.
Cd: valore limite dell'effetto delle azioni

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 2: (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni e i parametri geotecnici esposti in precedenza e i coefficienti parziali γ_R della tabella 6.8.I:

Tabella 6.8.I – *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.*

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Fondazioni superficiali a PLINTO ISOLATO

E' stata verificata l'ipotesi progettuale che prevede una fondazione a plinto isolato, di lato pari a 3.5 m posto alla profondità di -1.0 m da p.c..
Le formule, i coefficienti adimensionali e di forma proposti da Meyerhof (modificati secondo le NTC 2008), indicano valori di Resistenza del Sistema Geotecnico allo Stato Limite Ultimo (SLU), pari a:

- approccio 1: **Rd ($_{SLU}$)(M1+R3) = 2.6 Kg/cm^2**

Abbiamo considerato per le verifiche un valore di Rd$_{(SLE)}$ compatibile con i requisiti prestazionali della struttura che, per il plinto considerato, è pari a 1.2 Kg/cm^2 .

Verifica dell'equazione

I dati progettuali relativi al valore delle azioni allo SLE (carichi permanenti ed accessori) danno un valore di Ed max pari a 1.14 Kg/ cm^2 ed un valore di Ed min di 0.65 Kg/cm^2
Il valore fornito per Cd (valore limite dell'effetto delle azioni) risulta pari a 1.2 Kg/cm^2 quindi, per entrambi i casi:

L'equazione Ed<=Cd risulta verificata

Stima dei cedimenti

Tenuto conto dei risultati dell'indagine in sito e della presenza di terreni con le caratteristiche geotecniche indicate in precedenza, sono stati calcolati i cedimenti totali teorici che si sarebbero registrati qualora le condizioni stratigrafiche locali avessero interagito con le opere di fondazione uniformemente sollecitate dalla somma delle azioni (carichi permanenti ed accessori) in condizioni di esercizio tenendo conto del carico del terreno asportato.
Per la valutazione dei cedimenti ci si è avvalsi delle relazioni suggerite da Poulos e Davis (1974) e da Timoshenko e Goodies (1951) che permettono di calcolare i valori dei cedimenti sia a brevissimo termine (in terreni granulari) che in condizioni "non drenate" (in terreni coesivi).

Alla luce di quanto sopra esposto e dei risultati ottenuti sono state verificate la seguenti situazioni:

fondazione a PLINTO ISOLATO di lato pari a 3.5 m, posto alla profondità di 1.0 m da p.c., e valori delle azioni Ed($_{SLE}$) max pari a 1.14 Kg/cm^2 ; rinterro sulla fondazione pari a 0.8 m; si prevedono cedimenti del terreno pari a 33 mm non compensati dalla tipologia di fondazione prevista.

In considerazione che i carichi di esercizio risultano compresi tra 1.14 e 0.65 Kg/cm^2 si consiglia di considerare due tipologie geometriche differenti di PLINTO per evitare l'instaurarsi di cedimenti differenziali dovuti all'applicazione di carichi differenti sulla stessa geometria di plinto che, nel caso in esame, potrebbero essere anche di 12, 13 mm.

Resta inteso che l'entità dei cedimenti qui stimati, dovrà essere confrontata con quella che il progettista ritiene essere compatibile con la durabilità e l'esercizio dell'opera nelle diverse condizioni soprattutto in considerazione del fatto che la nuova struttura verrà eseguita in adiacenza a quella esistente.

Soluzioni o valutazioni per ipotesi di geometrie differenti, potranno essere predisposte su richiesta del progettista strutturale.

Valutazione sullo smaltimento delle acque meteoriche

La necessità di smaltimento nel substrato delle acque meteoriche raccolte dalle nuove superfici impermeabilizzate dovrà considerare una capacità di drenaggio dei depositi presenti medio bassa con una permeabilità stimata compresa tra 1 e 5 x 10^{-5}m/sec.

CONCLUSIONI

Nell'ambito del progetto esecutivo che prevede l'esecuzione di un edificio terziario commerciale in via C. Treves n° 11 nel Comune di Pavia, è stata eseguita la seguente Relazione geologica e Relazione Geotecnica per la verifica delle caratteristiche geologiche idrogeologiche sismiche e geotecniche del sito di intervento.
L'area è considerata dal PGT del Comune di Pavia in classe 2: fattibiltà con modeste limitazioni.

L'indagine si è svolta mediante un'indagine geognostica con esecuzione di n° 2 sondaggi a carotaggio continuo con prove penetrometriche SPT in avanzamento, n° 5 prove penetrometriche SCPT in corrispondenza dell'ingombro del manufatto in progetto, che hanno permesso di definire le caratteristiche stratigrafiche, idrogeologiche e geotecniche dei terreni di fondazione ed un'indagine geofisica mediante l'esecuzione di una tromografia HVSR mirata alla verifica delle Vs30 in sito.

Oltre alle verifiche geotecniche è stata eseguito un rilievo geologico in sito ed un analisi delle fonti bibliografiche (Studio Geologico allegato al PGT).

Sono state fornite verificate le ipotesi progettuali relativamente alla tipologia di fondazione: PLINTO ISOLATO posto a -1.0 m da p.c.; il valore delle azioni Ed (carichi permanenti ed accessori) risulta inferiore al valore Cd (valore limite dell'effetto delle azioni) cosi come auspicato dalla normativa vigente.

Dal punto di vista della compatibilità degli interventi di trasformazione territoriale l'area non presenta alcuna restrizione dal punto di vista né geologico nè idrogeologico.

Tutto quanto esposto è stato valutato e calcolato conformemente a quanto previsto:

a) nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 Marzo 2003 relativa alla normativa sismica
b) nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2008) e che prevedono un approccio agli stati limite
c) nel D.G.R. 11 luglio 2014 - n. X/2129 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)
d) nella L.R. 12 ottobre 2015, n.33 - Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche
e) nel D.G.R. 30 marzo 2016 – n. X/5001 Approvazione delle linee guida di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica ((artt . 3, comma 1, e 13, comma 1, della l .r . 33/2015)

Si rimane a disposizione per qualsiasi chiarimento.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Prova SCPT N° 1



Prova SCPT N° 3



Sondaggio stratigrafico S2 con esecuzione prova SPT



Sondaggio ambientale S3

Dott. Filippo Rizzo
Via Chiozzo, 44/C
27100 Pavia
P. IVA 01862980180
filipporizzo73@gmail.com

INTERVENTO EDILIZIO PER LA COSTRUZIONE DI UN CAPANNONE COMMERCIALE IN ADIACENZA A VIA POLLAK ANGOLO VIA VIGENTINA A PAVIA



RELAZIONE GEOLOGICA
(D.M. 14/01/2008 - D.G.R. 30/11/2011 - n. IX/2616)

Febbraio 2017

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
Dr. Geologo
FILIPPO
RIZZO
n. 1167

COMMITTENTE: MONDOBRICO SRL

INDICE

1 - PREMESSA 3
2 - CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO 5
3 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO 6
4 - INQUADRAMENTO IDROGEOMORFOLOGICO 6
4.1 - Lineamenti geologici geomorfologici e litostatigrafici 7
4.2 - Lineamenti idrogeologici e idrografici 8
4.3 - Sismicità del territorio comunale e classificazione sismica 8
4.4 Rischio sismico e pericolosità sismica locale 11
5 - CONDIZIONI DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA 14
6 - INDAGINI DI DETTAGLIO 15
6.1 Prove penetrometriche statiche SCPT 15
6.2 Caratterizzazione litostratigrafica e idrogeologica di dettaglio 16
6.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni 17
6.4 Indagini geofisiche 18
6.5 Analisi sismica di 2° livello 22
6.6 Liquefazione 25
6.7 Parametri sito-specifici 27

ALLEGATO 1 – STRALCIO CARTA GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO (scala 1:10000)
ALLEGATO 2 – STRALCIO CARTA DELLE ISOFREATICHE (scala 1:10000)
ALLEGATO 3 – STRALCIO CARTA DI SINTESI (scala 1:10000)
ALLEGATO 4 – STRALCIO CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA (scala 1:10000)
ALLEGATO 5 – STRALCIO CARTA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (scala 1:10000)
ALLEGATO 6 – PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE
ALLEGATO 7 – PROVE PENETROMETRICHE
ALLEGATO 8 – INDAGINE GEOFISICA – MASW

1 - PREMESSA

La presente relazione geologica è stata redatta a supporto del progetto di costruzione di un capannone commerciale in adiacenza a via Pollak angolo Via Vigentina a Pavia.

La stesura della relazione è stata preceduta da specifiche indagini condotte in ottemperanza a quanto prescritto dal D.M. 14/01/08 "*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*", che rappresenta la più recente applicazione normativa della Legge n. 64 del 1974 e dei successivi D.M. applicativi, con particolare riferimento al D.M. 11/03/88.

Si precisa, inoltre, che le attività svolte hanno risposto anche a quanto previsto dai criteri regionali di cui alla D.G.R. 30/11/2011 - n. IX/2616, in merito alla verifica della fattibilità dell'intervento in rapporto alle previsioni delle Norme geologiche del PGT comunale, con specifico riferimento alle prescrizioni richieste per la classe di fattibilità geologica e alla classe di pericolosità sismica attribuite al settore in cui ricade il sito d'intervento.

In merito a quest'ultimo aspetto, si ricorda infatti che ai sensi della nuova classificazione sismica del territorio regionale di cui alla D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129, entrata in vigore il 10/04/2016, il Comune di Pavia è stato riclassificato in zona sismica 3.

Nello specifico, l'analisi sismica di 1° livello effettuata dallo studio geologico a supporto del PGT comunale ha permesso di individuare per l'intero territorio del Comune (e quindi per l'area oggetto d'indagine) la situazione corrispondente allo scenario Z4a *"Zona di fondovalle e di pianura, con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi"* di cui all'Allegato 5 della D.G.R. 30/11/2011 - n. IX/2616, in grado di determinare gli effetti sismici locali per amplificazioni litologiche. Per i Comuni ricadenti in zona sismica 3, la normativa regionale richiede per lo scenario Z4 l'applicazione del 2° livello di approfondimento degli effetti sismici nelle aree urbanizzate o urbanizzabili in fase di pianificazione. In assenza di tali studi a livello di strumento urbanistico, si è provveduto a svolgere l'analisi sismica di 2° livello per l'area di intervento, a partire dai risultati delle indagini geofisiche dirette eseguite.

Le prove condotte in campo hanno permesso di definire, in dettaglio, le caratteristiche peculiari del sito di intervento, con particolare riferimento all'assetto idrogeologico, alla strutturazione litostratigrafica ed alla caratterizzazione geotecnica e sismica del sottosuolo.

Il percorso conoscitivo delle caratteristiche idrogeomorfologiche e litotecniche della zona di specifico interesse si è svolto secondo le seguenti fasi di studio:

- esame dei dati geologici ed idrogeologici pregressi della zona, ottenuti attraverso ricerche di carattere bibliografico; in particolare sono stati consultati gli elaborati dello studio geologico della Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio del Comune di Pavia (in attuazione della L.R. 11 marzo 2005, n. 12) del 2012 a cura del Dott. Finotelli;
- analisi della sismicità del territorio (in linea con le disposizioni nazionali introdotte dall' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003), con valutazione della risposta sismica locale;
- rilevamenti in posto per la valutazione diretta delle caratteristiche morfologiche dell'area di specifico interesse e di un suo adeguato intorno;
- esecuzione di n. 6 prove penetrometriche statiche SCPT, spinte sino alla profondità massima di -13,00 m dal piano di campagna, eseguite nel mese di GENNAIO 2016;
- esecuzione di indagine geofisica, consistita in uno stendimento sismico impiegando l'Analisi multicanale di onde di superficie [MASW] per la misura dell'andamento della velocità di propagazione delle onde S del sottosuolo allo scopo di definire il valore Vs_{30} e la relativa categoria di sottosuolo (come previsto dal DM 14/01/2008);

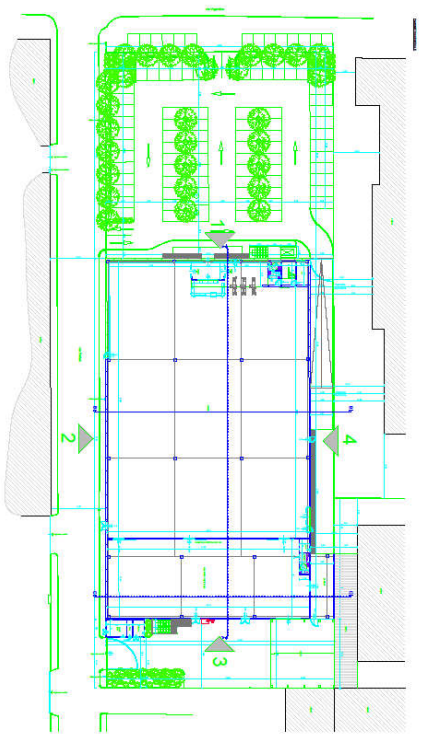
-caratterizzazione geotecnica del substrato dell'area d'intervento, mediante interpretazione dei risultati delle prove SCPT.

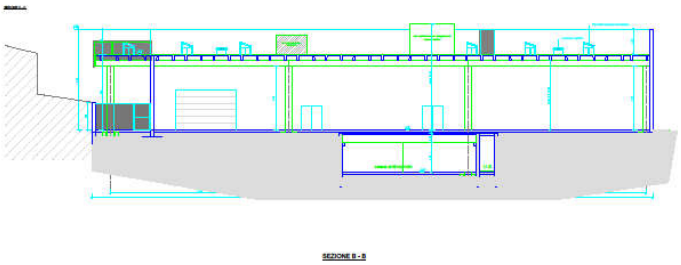
La presente relazione è corredata, in allegato, dai seguenti elaborati:

ALLEGATO 1 – STRALCIO CARTA GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO (scala 1:10000)
ALLEGATO 2 – STRALCIO CARTA DELLE ISOFREATICHE (scala 1:10000)
ALLEGATO 3 – STRALCIO CARTA DI SINTESI (scala 1:10000)
ALLEGATO 4 – STRALCIO CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA (scala 1:10000)
ALLEGATO 5 – STRALCIO CARTA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (scala 1:10000)
ALLEGATO 6 – PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE
ALLEGATO 7 – PROVE PENETROMETRICHE
ALLEGATO 8 – INDAGINE GEOFISICA – MASW

2 - CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO

L'opera in oggetto consisterà, come anticipato in premessa, nella realizzazione di un capannone commerciale in adiacenza a Via Pollak angolo Via Vigentina a Pavia.

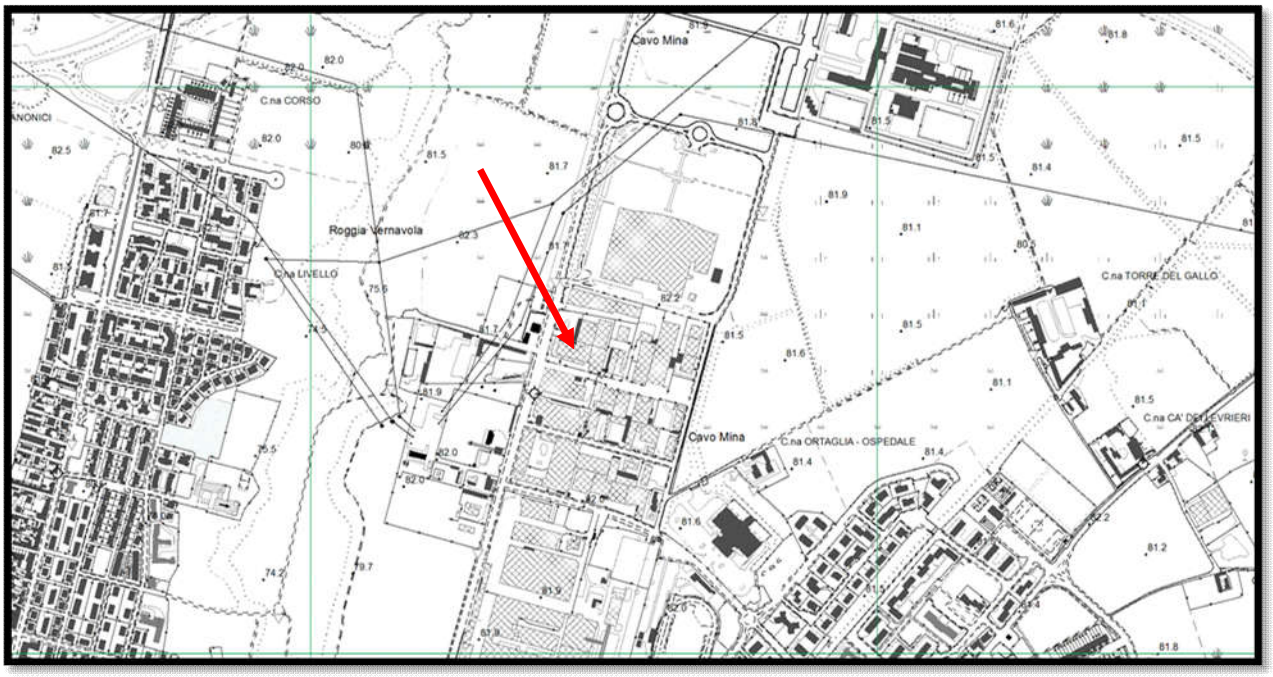




Planimetria e sezione schematica dell'intervento in progetto.

3 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area di pertinenza dei nuovi edifici in progetto si colloca in via Pollak angolo via Vigentina a Pavia e si presenta interamente pianeggiante con una quota media di circa 82 m s.l.m., come desumibile dalla cartografia regionale (C.T.R. sezione B7b3 – San Genesio ed Uniti).



Stralcio CTR sezione B7b3, con segnalata in rosso l'area dell'intervento.

4 - INQUADRAMENTO IDROGEOMORFOLOGICO

Nei paragrafi che seguono vengono descritti i tratti salienti del contesto territoriale all'interno del quale ricade l'area di intervento, per quello che concerne gli aspetti geologici, geomorfologici, litostratigrafici, idrogeologici, piezometrici e idrografici, riprendendo e rielaborando le informazioni desunte dagli studi di carattere geologico già eseguiti che hanno interessato il contesto territoriale in esame; in particolare, si è fatto riferimento "Carta di sintesi (e delle unità idro-geo-morfologiche e geotecniche)" redatta a supporto dello studio realizzato dal Dott. Finotelli per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del territorio comunale di Pavia nell'ambito della definizione del P.G.T., ai sensi della L.R. 12/05, adottato con atto D.C.C. N. 60 del 20/12/12.

Le sigle che identificano le unità geologico-geomorfologiche e idrogeologiche delle sopracitate tavole sono le stesse già utilizzate nelle tavole ed elaborati dello studio geologico del P.G.T. cui si è fatto riferimento.

4.1 - Lineamenti geologici geomorfologici e litostatigrafici

Dal punto di vista morfologico l'area di interesse, che ha una quota media di circa 82 m s.l.m., è ubicata in corrispondenza del "Piano Generale Terrazzato" (P.G.T.) della pianura lombarda, superficie alluvionale di età pleistocenica, sopraelevata, nella zona di Pavia, da circa 8 a circa 20 m rispetto all'alveo fluviale attuale del fiume Ticino, la cui genesi si ricollega all'intensa attività deposizionale della fase anaglaciale dell'ultima glaciazione quaternaria (Würm).

Il ripiano del P.G.T. è impostato nelle successioni del "Fluviale Recente" o "Fluviale Würm" ovvero in depositi alluvionali che, in zona, sono prevalentemente costituiti da sabbie, spesso alterate in superficie, che presentano talora intercalazioni a scheletro più grossolano (ghiaioso) e, più frequentemente, di materiali limosi e limoso-argillosi.

Per quanto riguarda il contesto territoriale di interesse, sulla base delle informazioni geognostiche disponibili, esso ricade interamente nell'ambito di un settore caratterizzato dalla presenza principalmente di sabbie, con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e con orizzonti limosi; tale settore è individuato con la sigla A(b) nell'allegato 4.

La continuità morfologica del P.G.T. è interrotta dall'incisione valliva del Ticino, che segna il limite sud dell'area oggetto d'intervento.

In sintesi nell'ambito del contesto territoriale sono presenti tre superfici o più correttamente sistemi di superfici alluvionali: il ripiano del P.G.T. (che ospita l'area di interesse), quello intermedio delle alluvioni antiche e quello delle alluvioni attuali e recenti.

Per quel che concerne l'assetto litologico, il territorio considerato è interamente impostato in depositi alluvionali sciolti, a dominanza sabbiosa e ghiaioso-sabbiosa con locali intercalazioni limose, di età pleistocenica ed olocenica.

La presenza a vari livelli, in tali depositi, di orizzonti limoso-argillosi ad andamento e spessore discontinuo determina la locale presenza di falde sospese (in prossimità del p.c.) o falde in pressione (in profondità), ovvero di una situazione idrogeologica alquanto articolata.

4.2 - Lineamenti idrogeologici e idrografici

Per quanto riguarda la caratterizzazione idrogeologica del contesto preso in considerazione, sono state individuate una serie di unità che riprendono in pratica la zonazione presentata dall'allegato 2 e 3, dato che le unità idrogeologiche corrispondono sostanzialmente a quelle geologico-geomorfologiche.

L'area d'interesse ricade nell'ambito del ripiano impostati nel "Fluviale recente" (ovvero del P.G.T.) che è caratterizzato, in genere, dalla presenza di una falda sospesa rispetto alla falda principale e posta a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche ed idrogeologiche localmente esistenti.

All'interno dell'area del P.G.T. si possono distinguere: zone con falda sospesa posta, in condizioni normali, a profondità di 2÷4 m dal p.c. o stagionalmente prossima al p.c. (sottounità Aa), zone con falda sospesa posta a profondità di 5÷6 m dal p.c. e con escursioni stagionali fino a 3÷4 m dal p.c. (**sottounità Ab, il nostro caso**) e zone con falda sospesa posta a profondità uguale o superiore a 6 m dal p.c. (sottounità Ac).

In tutte queste sottounità, i livelli più superficiali delle successioni presenti sono dotati di permeabilità relativamente elevata e risultano, di conseguenza, caratterizzati da una vulnerabilità idrogeologica piuttosto elevata.

Per quel che concerne l'aspetto idraulico, le sottounità in questione sono tutte poste in zone **non inondabili**.

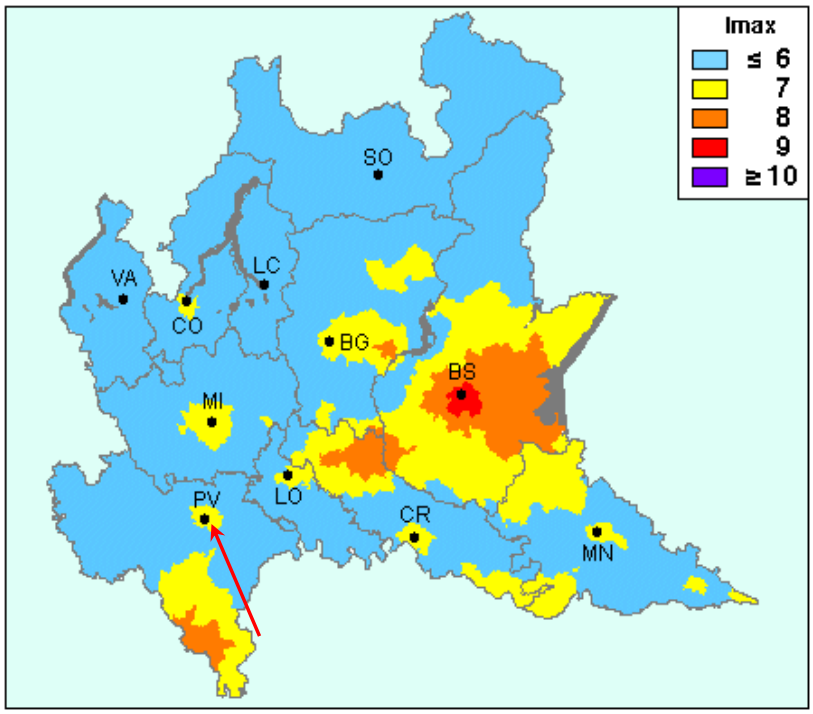
4.3 - Sismicità del territorio comunale e classificazione sismica

L'attività sismica storica di questo settore della pianura padana appare come la naturale continuazione di quella pliocenica e quaternaria, interessata da deboli deformazioni, dove l'attività neotettonica profonda è determinata dalla collisione tra le unità alpine sud-vergenti e quelle appenniniche nord-vergenti.

La carta delle "*Massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni della Regione Lombardia*", predisposta sulla base dei dati contenuti nella banca dati macrosismici del GNDT e di quelli contenuti nel Catalogo dei forti terremoti in Italia di ING/SGA, mostra come l'intensità massima dei

terremoti verificatisi in epoca storica nell'area in esame sia stata pari al VII grado della scala MCS (v. figura 7 seguente).

Il Comune di Pavia, sulla base del D.M. del 5 marzo 1984 ("*Dichiarazione di sismicità di alcune zone della Regione Lombardia*"), riguardante l'aggiornamento delle zone sismiche della Regione Lombardia, non rientrava tra i Comuni lombardi classificati come sismici e quindi assoggettati (ai sensi della L. n° 64/74) alla specifica normativa nazionale emanata in merito alle norme tecniche relative alle costruzioni sismiche (D.M. 19 giugno 1984, D.M. 29 gennaio 1985, D.M. 29 Gennaio 1985, D.M. 26 Gennaio 1986 e D.M. 16 Gennaio 1996).



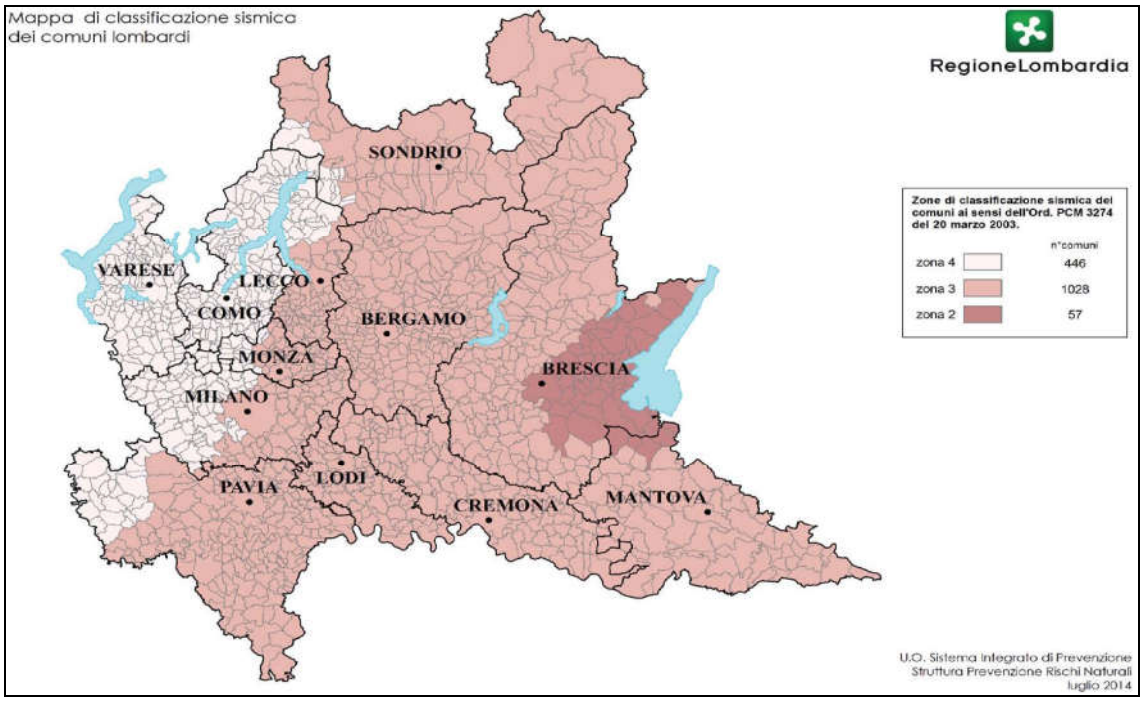
Carta delle Massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni della Regione Lombardia – Elaborato per il Dipartimento della Protezione Civile (Molin, Stucchi, Valensise - 1996).

Con l'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri (pubblicata sulla G.U. n. 105, S.o.n. 72 del 08/05/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"), è stata effettuata una riclassificazione sismica dell'intero territorio italiano; il Comune di Pavia ricadeva in zona sismica 4, ovvero in quella a minor grado di sismicità (zona definita a «sismicità bassa») per cui l'assoggettamento o meno a norme antisismiche è demandato alla regione di appartenenza.

La Regione Lombardia, a tal proposito, ha emesso la D.G.R. 07/11/2003 n. VII/14964, che ha preso atto della classificazione fornita in prima applicazione dalla Ordinanza 3274/2003.

Dal punto di vista della normativa tecnica associata alla classificazione sismica, dal 5 marzo 2008 è in vigore il D.M. 14 gennaio 2008 «Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni», pubblicato sulla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, che sostituisce il precedente D.M. 14 settembre 2005.

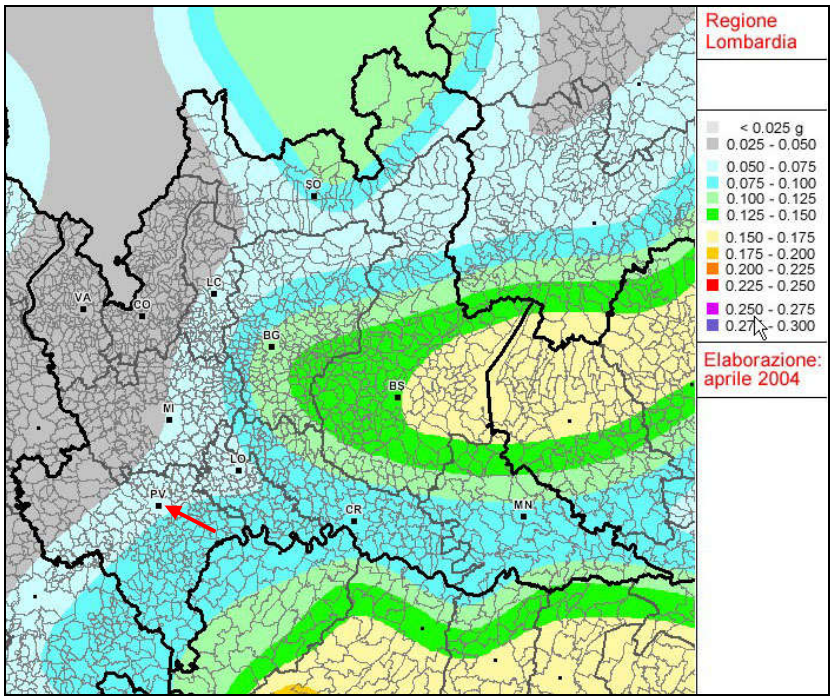
La riclassificazione operata recentemente dalla Regione Lombardia con D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129 ha riclassificato il Comune di Pavia in zona sismica 3 (v. figura sottostante).



Riclassificazione sismica dei comuni lombardi a seguito della D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129

Le D.G.R. 10/10/2014 n. X/2489 e D.G.R. 08/10/2015 n. X/4144 hanno differito l'entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio al 10/04/2016, data in cui è entrata in vigore.

In funzione di quanto riportato nella Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (tratto da: Gruppo di Lavoro MPS 2004), per il sito di intervento sono indicati valori di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi, compresi tra 0,050 g e 0,075 g .



Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale.
La freccia rossa indica l'ubicazione dell'area indagata.

4.4 Rischio sismico e pericolosità sismica locale

La pericolosità sismica di un'area dipende dalle caratteristiche sismiche e dalle condizioni geologiche e morfologiche locali.

Le caratteristiche sismiche di un'area sono definite dalle sorgenti sismogenetiche, dall'energia, dal tipo e dalla frequenza dei terremoti. Questi aspetti sono comunemente indicati come "pericolosità sismica di base" e sono quelli considerati per la classificazione sismica. Da queste caratteristiche deriva il moto di input atteso, per il calcolo del quale non vengono considerate le caratteristiche locali e il territorio è trattato come se fosse uniforme ed omogeneo, cioè pianeggiante e costituito da suolo rigido in cui la velocità di propagazione delle onde S (Vs) è maggiore di 800 m/s (suolo A dell'Eurocodice 8 - parte 1, EN 1998-1, 2003, dell'OPCM 3274/2003 e del D.M. 14/09/2005, ripreso dal D.M. 14/01/2008).

Il moto sismico può essere però modificato dalle condizioni geologiche e morfologiche locali. Alcuni depositi e forme del paesaggio possono

amplificare il moto sismico in superficie e favorire fenomeni di instabilità dei terreni quali cedimenti, frane o fenomeni di liquefazione. Queste modificazioni dovute alle caratteristiche locali sono comunemente definite "effetti locali".

La Regione Lombardia con la D.G.R. n. VIII/1566 del 22 dicembre 2005 ripresa e integrata dalle successive D.G.R. VIII/7374 del 28 maggio 2008, ha definito la metodologia per la valutazione dell'amplificazione sismica locale, in adempimento a quanto previsto dal D.M. 14 gennaio 2008 «Norme tecniche per le costruzioni», dalla D.G.R. n. 14964 del 7 novembre 2003 e dal d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003.

La metodologia utilizzata, in base a quanto previsto dalla successiva D.G.R. n. IX/2616 del 30 novembre 2011, si fonda sull'analisi di indagini dirette e prove sperimentali effettuate su alcune aree campione della Regione Lombardia, i cui risultati sono contenuti in uno «Studio-Pilota» redatto dal Politecnico di Milano – Dip. di Ingegneria Strutturale, reso disponibile sul SIT regionale.

Tale metodologia prevede tre livelli di approfondimento, in funzione della zona sismica di appartenenza e degli scenari di pericolosità sismica locale definiti nell'Allegato 5 della D.G.R. n. IX/2616 del 30 novembre 2011.

Si ricorda a questo proposito, che, ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'Allegato B al citato D.M.; la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'o.p.c.m. 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento.

I livelli di approfondimento, in conformità a quanto previsto dalla D.G.R. n. IX/2616 del 30 novembre 2011, sono di seguito di richiamati:

- 1º livello: riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base sia di osservazioni geologiche (cartografia di inquadramento), sia di dati esistenti: redazione della Carta della pericolosità sismica locale, con perimetrazione areale e lineare delle "aree a Pericolosità Sismica Locale – PSL".
- 2º livello: caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, che fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa).

- 3º livello: definizione degli effetti di amplificazione tramite indagini e analisi più approfondite da effettuare in fase progettuale.

L'analisi di 1° livello effettuata nello studio geologico a supporto del PGT comunale (a cura del Dott. Geol. Finotelli - Dicembre 2012) ha permesso di individuare per l'intero territorio del Comune di Pavia (e quindi per l'Ambito di trasformazione oggetto d'indagine) la situazione corrispondente allo scenario Z4a *""Zona di fondovalle e di pianura, con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi"* di cui all'Allegato 5 della D.g.r. 9/2616 del 30 novembre 2011, in grado di determinare gli effetti sismici locali per amplificazioni litologiche.

Per i Comuni ricadenti in zona sismica 3 (come il Comune di Pavia), la normativa regionale richiede per lo scenario Z4 l'applicazione del 2° livello di approfondimento degli effetti sismici nelle aree urbanizzate o urbanizzabili in fase di pianificazione; poiché lo studio geologico del PGT del Comune di Pavia non è ancora stato aggiornato, in recepimento della nuova classificazione sismica con l'esecuzione degli approfondimenti sismici richiesti, si è provveduto svolgere l'analisi sismica di 2° livello per l'area d'intervento, a partire dai risultati delle indagini geofisiche eseguite nel sito stesso.

5 - CONDIZIONI DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Lo studio geologico della Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio del Comune di Pavia (in attuazione della L.R. 11 marzo 2005, n. 12) del 2012 a cura del Dott. Geol. Finotelli, classifica l'ambito di intervento all'interno della Classe 2 di fattibilità geologica per le azioni di piano (v. stralcio della Tavola "Carta della fattibilità geologica", alla scala 1:10.000, riportato in ALLEGATO 5).

Riprendendo quanto riportato nella relazione illustrativa dello studio geologico a supporto del P.G.T. comunale (e più in generale le indicazioni della D.G.R. 30/11/2011 - n. IX/2616), le aree di Classe 2 sono così definite:



Classe 2 (gialla) - Fattibilità con modeste limitazioni. La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **A** e **B** di cui alla TAV. 9.

Pertanto, come specificatamente prescritto dallo studio geologico, sono state eseguite indagini dirette, commentate nei successivi capitoli, che hanno permesso di valutare nel dettaglio l'assetto litostratigrafico, geotecnico ed idrogeologico (soggiacenza della falda acquifera) del sottosuolo dell'area d'intervento.

6 - INDAGINI DI DETTAGLIO

Al fine di determinare la successione litostratigrafica e le caratteristiche geologico-geotecniche del sottosuolo, preliminarmente alla stesura della presente relazione, nel gennaio 2016 sono state eseguite n. 6 prove penetrometriche dinamiche spinte alla profondità massima di 13m da p.c. ed uno stendimento sismico impiegando l'Analisi multicanale di onde di superficie [MASW].

Per l'ubicazione dei punti di indagine si rimanda all'ALLEGATO 6.

Inoltre, nella prova P2 è stata attrezzata a micropiezometro, in corrispondenza del quale sono stati eseguiti rilievi freatimetrici, al fine di verificare la soggiacenza della falda.



Penetrometro Pagani

6.1 Prove penetrometriche statiche SCPT

Per la definizione dei parametri geotecnici e delle condizioni stratigrafiche dei terreni interessati dalla struttura esistente si sono eseguite 6 prove penetrometriche dinamiche, con un penetrometro montato su carrello gommato.

L'indagine è stata eseguita secondo le modalità previste dalle norme A.G.I. e più precisamente come viene descritto di seguito.

Le prove penetrometriche dinamiche consistono nell'infiggere in continuo nel terreno una punta conica collegata alla superficie da una batteria di aste.

In fase di interpretazione nelle prove dinamiche il valore **Np** (numero di colpi necessario per far avanzare le aste di 20 cm) vengono correlati al valore Nspt dal quale viene calcolato l'angolo di attrito e la densità relativa del terreno considerato .

Inoltre il valore Nspt viene utilizzato per verificare, tramite abachi di progetto, i risultati relativi alla capacità portante e ai cedimenti delle fondazioni.

6.2 Caratterizzazione litostratigrafica e idrogeologica di dettaglio

L'esecuzione delle 6 prove penetrometriche ha permesso di definire in modo indiretto l'assetto litostratigrafico dell'area d'intervento.

La successione stratigrafica (modello geologico di riferimento) può essere schematizzata come segue:

- Da 0.0 a circa - 0.50/-1.00 m

  Terreno eterogeneo di risulta
- Da -0.50/-1.00 a circa -5.00/-6.00 m

  Terreno sabbioso, localmente limoso, da poco a mediamente addensato
- Da -5.00/-6.00 a circa -10.00 m

  Terreno sabbioso, localmente limoso-ghiaioso, da mediamente a ben addensato
- Da -10.00 a circa -13.00 m

  Terreno sabbioso, con ghiaia, ben addensato

Il rilievo piezometrico (del gennaio 2016) condotto nel piezometro installato nel foro della prova P2 risulta pari a -6.00 m. da testa pozzo.

Occorre ricordare che la superficie piezometrica nell'area cittadina è soggetta a importanti variazioni stagionali e annuali correlate sia alle condizioni di ricarica che alle variazioni dell'entità dei prelievi e delle piogge.

6.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Per la valutazione dei parametri geotecnici che caratterizzano il sottosuolo dell'area d'intervento sono state elaborate le prove SCPT, utilizzando le correlazioni proposte da diversi autori .

Nelle tabelle seguenti sono riportati i principali parametri geomeccanici relativi agli orizzonti che costituiscono il substrato dell'area indagata (i tabulati completi delle prove ed i relativi grafici sono riportati nell'ALLEGATO 7).

- Da -0.50/-1.00 a circa -5.00/-6.00 m

  Φ = 25°-27°

  γ = 17-18 kN/m^3

  D_r = 30-40%

- Da -5.00/-6.00 a circa -10.00 m

  Φ = 27°-29°

  γ_{imm} = 7-8 kN/m^3

  D_r = 40-50%

- Da -10.00 a circa -13.00 m

  Φ = 30°-32°

  γ_{imm} = 7-8 kN/m^3

  D_r = 50-60%

N.B.: Φ= angolo di attrito del materiale

γ = peso di volume naturale/immerso

Dr = densità relativa

6.4 Indagini geofisiche

Al fine di caratterizzare, dal punto di vista sismico, il sottosuolo dell'area investigata è stato predisposto nel Luglio 2016 uno stendimento sismico MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva – e.g. Park et al., 1999), utile a definire il profilo verticale della velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs).

Queste, in buona misura, fanno risalire la stima dell'effetto di sito alle caratteristiche del profilo di velocità delle onde di taglio Vs.

La classificazione dei terreni si basa sul valore medio della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità (V_{S30}). Essa è definita dalla relazione:

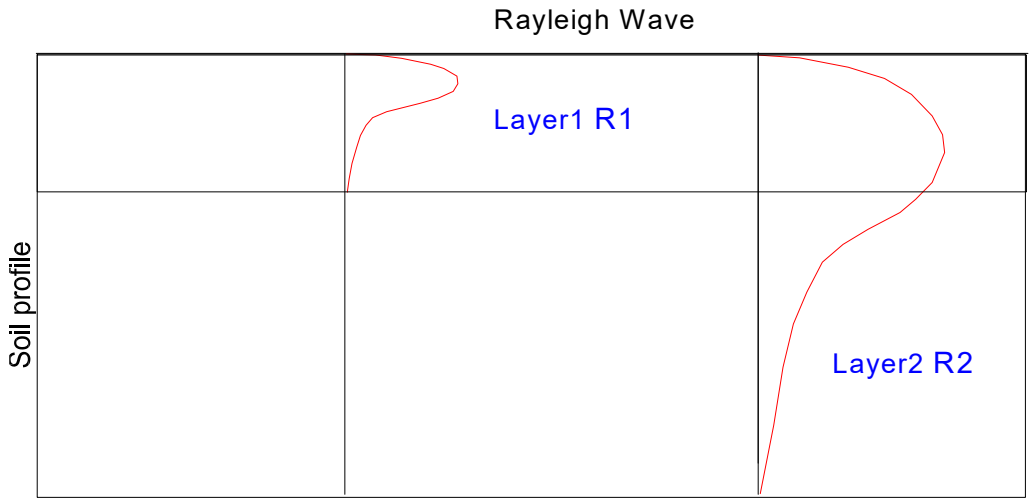
$$Vs_{30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{Vs_i}}$$

In cui Vi e hi sono rispettivamente la velocità delle onde di taglio e lo spessore dell'i-esimo strato.

La metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) permette di ricavare le velocità delle onde di taglio verticali Vs dalla determinazione delle velocità delle onde superficiali.
La misura delle velocità delle onde superficiali viene calcolata grazie all'utilizzo di stendimenti di sensori posti in genere a distanze regolari sulla superficie del suolo da indagare.

La porzione che predomina nelle onde superficiali è costituita dalle onde di Rayleigh la cui velocità è correlata alla rigidezza e ai parametri elastici dei suoli attraversati.

È importante tenere presente che nei mezzi stratificati le onde di Rayleigh sono dispersive; le alte frequenze e quindi con lunghezze d'onda corta si propagano prevalentemente negli strati più superficiali del terreno, invece le onde con lunghezze maggiori tendono a coinvolgere gli strati più profondi .



Schema della propagazione delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza.

La metodologia MASW può essere sia attiva che passiva o la combinazione di entrambe. Nel sistema attivo le onde superficiali vengono generate in un punto noto in modo non casuale e vengono registrate da stendimenti lineari di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento di ricezione può essere sia lineare che circolare e si misura il rumore di fondo ambientale esistente.

L'acquisizione è avvenuta tramite l'utilizzo di un sismografo a 24 bit DAQlink III prodotto da Seismic Source Co. (USA) utilizzando 24 canali in registrazione. Lo strumento viene collegato ai geofoni verticali aventi frequenza propria di 4.5 Hz, posizionati sul terreno a distanza di 2 metri. Il tempo di registrazione dello strumento è fissato in 2 secondi.

Gli offset di energizzazione sono pari a 6 e 10 metri e le acquisizioni vengono ripetute su entrambi i lati dello stendimento al fine di verificare l'effettiva presenza di strati piano paralleli.

I software utilizzati per l'interpretazione sono SurfSeis della KGS (Kansas Geological Survey) e WinMASW 4.1.1 Pro (Eliosoft)
Di seguito vengono riportate le principali caratteristiche tecniche dell'attrezzatura utilizzata.

1 to 24 channels per unit
Weatherproof enclosure
Multiple units can be used together for large channel count

A/D conversion:
24 bit high-speed sigma delta converters

Dynamic range:
144 dB (system)
Greater than 118 dB (measured at 2msec)

Bandwidth:
DC to 15 KHz –
Analog filter flat response to 8000 Hz
Digital Filter Bandwidth = 85% of (sample rate)

Common Mode Rejection:
Greater than 100 dB

Crosstalk:
Better than 125 dB

Noise Floor:
0.2 microvolt RMS noise (2 msec sample rate)

Trigger Accuracy:
+/- 1 microsecond at all sample rates

Maximum Input Signal:
Standard (x 2 gain): 3.58 volts peak to peak
(optional: (x1 gain): 7.16 volts peak to peak)

Input Impedance:
100 K ohms

Preamplifier Gains:
X2, and x32 standard; software selectable
(X1, and x16 available on special request)

Anti-alias Filters:
85 % of Nyquist frequency

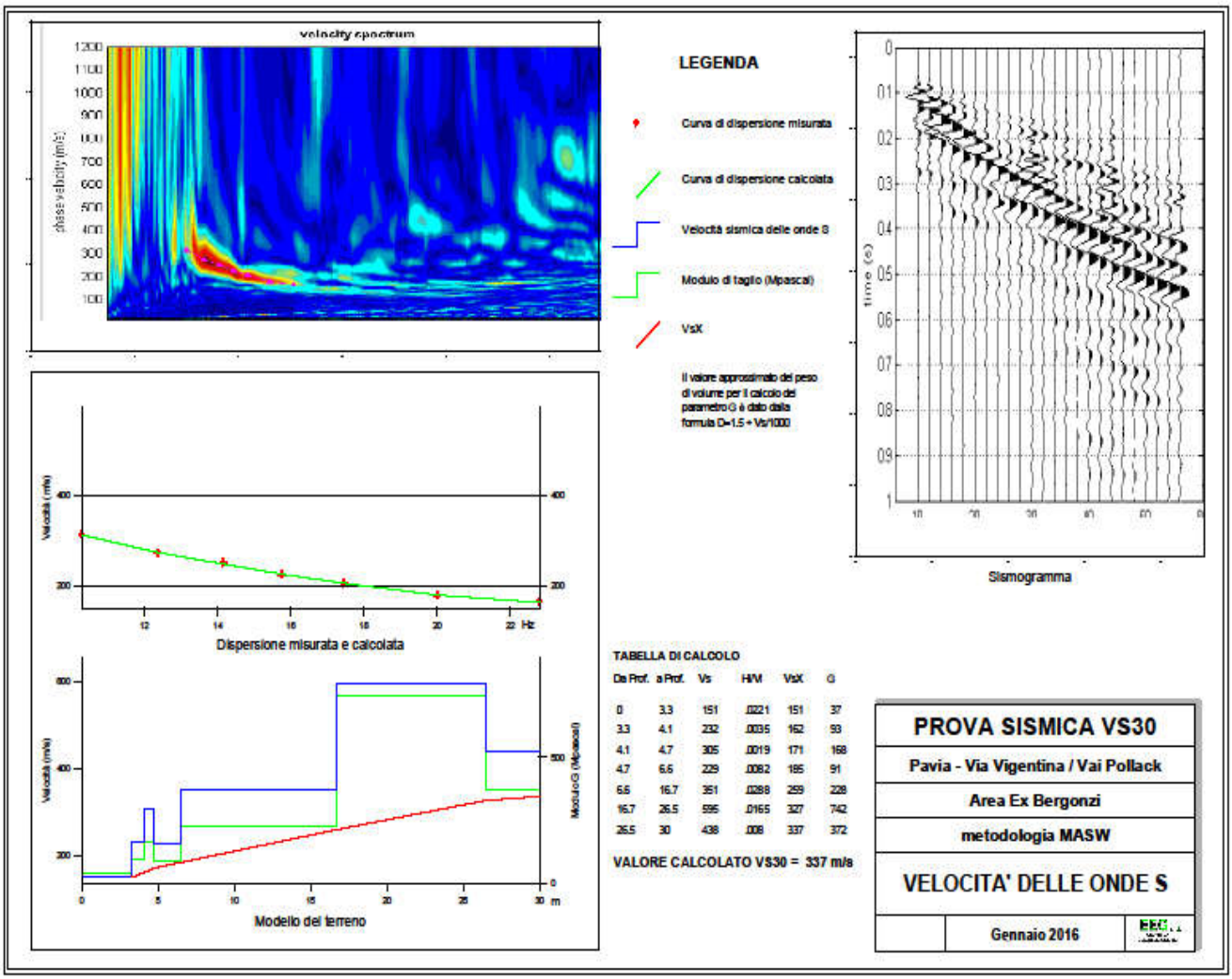
Digital Filters:
Low Cut – User Selectable frequency
Notch – 50 or 60 Hz standard – User selectable
High Cut – User Selectable

Sample Interval:
0.0208, 0.0625, 0.125, 0.250, 0.500, 1.00, 2.00, 4.00, 8.00, 16.00 millisecond

Sample Frequency:
48000, 16000, 8000, 4000, 2000, 1000, 500, 250, 125,64.5 samples/second



In base ai risultati delle indagini sismiche svolte dallo scrivente il sottosuolo dell'area investigata presenta un valore di **V_{S30} pari a 337 m/s e, quindi, appartiene alla Categoria C**, che comprende: *depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15<N_{SPT}<50$; $70< Cu < 250$ kPa)*.



Elaborazione Masw

6.5 Analisi sismica di 2° livello

Il Comune di Pavia, secondo la riclassificazione sismica dell'intero territorio italiano di cui all'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri (pubblicata sulla G.U. n. 105, S.o.n. 72 del 08/05/2003 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*"), ricadeva in zona sismica 4, ovvero in quella a minor grado di sismicità (zona definita a «sismicità bassa») per cui l'assoggettamento o meno a norme antisismiche è demandato alla regione di appartenenza.

La Regione Lombardia, a tal proposito, ha emesso la D.G.R. 07/11/2003 n. 7/14964, che ha preso atto della classificazione fornita in prima applicazione dalla Ordinanza 3274/2003.

La riclassificazione operata recentemente dalla Regione Lombardia con D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129 ha riclassificato il Comune di Pavia in zona sismica 3.

Le D.G.R. 10/10/2014 n. X/2489 e D.G.R. 08/10/2015 n. X/4144 hanno differito l'entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio al 10/04/2016.

Nello specifico, l'analisi sismica di 1° livello effettuata nello studio geologico a supporto del PGT comunale e riassunto nella Tavola G.03 "Pericolosità sismica locale", ha permesso di individuare per l'intero territorio del Comune di Pavia (e quindi anche per l'area d'intervento) la situazione corrispondente allo scenario di pericolosità sismica **Z4a** "*Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi*" di cui all'Allegato 5 della D.G.R. 9/2616 del 30 novembre 2011, in grado di determinare gli effetti sismici locali per amplificazione litologica.

Per i Comuni ricadenti in zona sismica 3, la normativa regionale richiede per lo scenario **Z4** l'applicazione del 2° livello di approfondimento degli effetti sismici nelle aree urbanizzate o urbanizzabili in fase di pianificazione.

Il comune di Pavia non ha ancora provveduto all'aggiornamento dello studio geologico del PGT in recepimento della nuova classificazione sismica con l'esecuzione degli approfondimenti sismici richiesti.

Pertanto, in assenza di tali studi di aggiornamento a livello di strumento urbanistico, si è provveduto a svolgere l'analisi sismica di 2° livello nell'area d'intervento, a partire dai risultati delle indagini geofisiche commentate nel precedente paragrafo.

L'analisi sismica di 2° livello prevede una caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi nelle aree perimetrate in base ad uno specifico scenario di "pericolosità sismica locale", e fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore del Fattore di Amplificazione (Fa).

Come detto, l'area oggetto di studio è stata individuata come suscettibile di amplificazione sismica litologica.

Gli studi sono stati condotti utilizzando i metodi semi-quantitativi semplificati per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche, in funzione del Fa, che sono stati proposti dalla Regione Lombardia con i "Criteri attuativi l.r. 12/05 per il governo del territorio" di cui all'Allegato 5 della D.G.R. VIII/7374 del 28 maggio 2008 e successive integrazioni (D.G.R. 30 novembre 2011 - n. IX/2616).

La Regione Lombardia ha fissato i valori soglia dei Fa per ogni Comune; questi valori sono stati calcolati in base alle diverse categorie di suolo e in funzione di due intervalli di periodo.

I due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il Fa sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie più frequenti sul territorio regionale; in particolare l'intervallo tra 0,1 – 0,5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari, piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0,5 – 1,5 s si riferisce a strutture più alte e flessibili.

I valori di soglia dei Fa che costituiscono il riferimento per gli approfondimenti di 2° livello per il Comune di Pavia, sono riportati nelle seguenti tabelle:

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,1-0,5 s		
COMUNE	Classificazione	Valori soglia
		Suolo tipo C
Pavia	3	1,9

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,5-1,5 s		
COMUNE	Classificazione	Valori soglia
		Suolo tipo C
Pavia	3	2,4

Per la definizione del Fattore di Amplificazione (Fa), la normativa regionale propone una serie di schede di valutazione che correlano tale fattore con il periodo proprio del sito T, calcolato utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^{n} h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} Vs_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \right)}$$

dove h_i e Vs_i sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del profilo geofisico.

Il valore del periodo proprio del sito T è stato calcolato facendo riferimento ai risultati delle indagini geofisiche eseguite nell'ambito del sito di interesse (territorio comunale di Pavia) e dettagliatamente descritte nel paragrafo precedente.

È stato ottenuto un valore di periodo proprio pari a: **T = 0,295 s.**

La procedura definita dalla Regione Lombardia si basa sull'utilizzo di schede di riferimento per le seguenti litologie:

- una per litologie prevalentemente ghiaiose,
- due per litologie prevalentemente limoso-sabbiose,
- due per le litologie limoso-argillose,
- una per litologie prevalentemente sabbiose.

La scheda di riferimento utilizzata è quella per litologie sabbiose (allegata in appendice al paragrafo), la cui validità è stata verificata attraverso il confronto tra l'andamento delle V_S proposto dalla Regione e quello reale ricavato dal profilo geofisico analizzato (vedi successiva scheda di verifica).

All'interno della scheda di riferimento, in funzione della profondità e della velocità V_S dello strato superficiale, è stata scelta, la curva T-Fa più appropriata (curva 2).

Infine è stato determinato il fattore di amplificazione Fa per entrambi i periodi propri delle tipologie edilizie più frequenti.

- Scheda Litologia Sabbiosa
- Curva 2
- Periodo proprio del sito T 0,295
- Fa (0,1-0,5 s) 1,68
- Fa (0,5-1,5 s) 1,41
- Categoria sottosuolo C
- Valore soglia comunale Categoria C (0,1-0,5 s) 1,90
- Valore soglia comunale Categoria C (0,5-1,5 s) 2,40

I valori dei fattori di amplificazione calcolati sono inferiori a quelli soglia per il comune di Pavia per i terreni di categoria C (1,68< 1,90 e 1,41 < 2,40), per cui la verifica è soddisfatta.

Si può usare la categoria di sottosuolo C.

6.6 Liquefazione

Dato che nella Carta della pericolosità sismica locale del vigente P.G.T. comunale il sito di intervento è stato classificato in Zona Z2 ed in funzione della destinazione d'uso del fabbricato di cui in epigrafe (struttura d'accoglienza), è stata svolta la procedura di legge necessaria per la valutazione della presenza dei fattori escludenti la verifica della liquefazione.

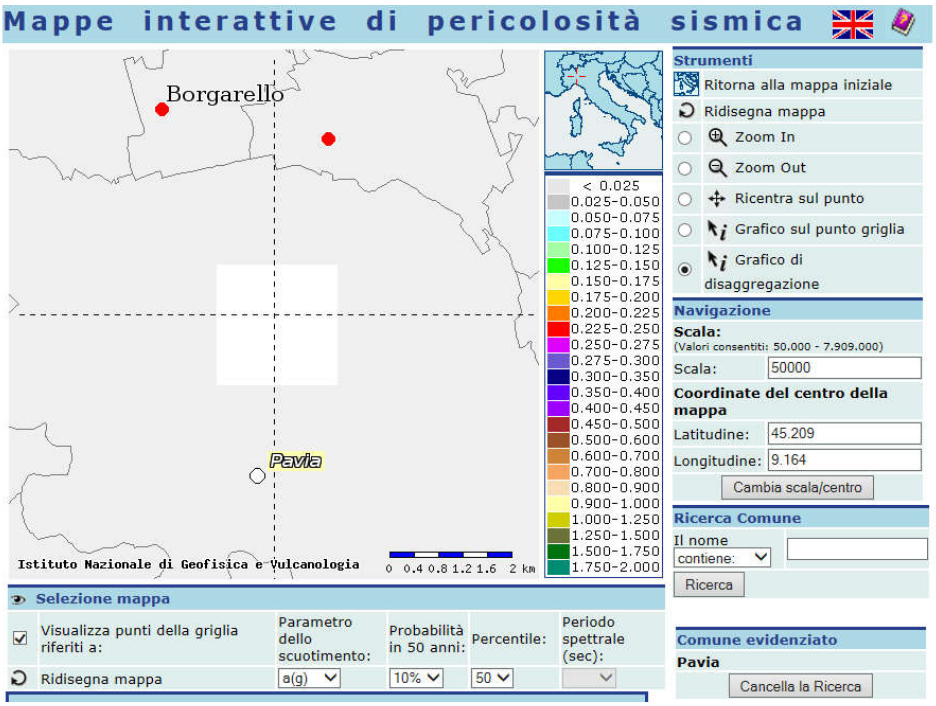
Ai sensi della vigente normativa nazionale e regionale (Linee Guida AGI, 2005 - Gruppo di lavoro MS, 2008. Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica - D.M. 14/01/2008), la verifica alla liquefazione può essere omessa se gli eventi sismici attesi hanno una magnitudo inferiore a 5

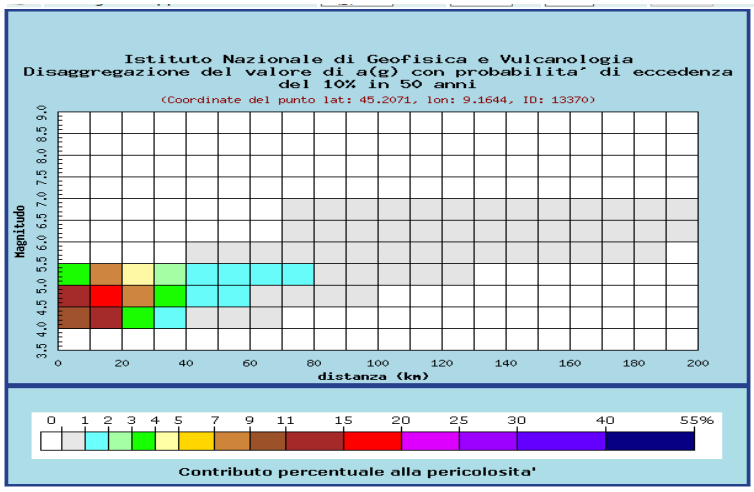
La valutazione della magnitudo è stata effettuata sulla base del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (A. Rovida, R. Camassi, P. Gasperini e M. Stucchi (a cura di), 2011), utilizzando il criterio della disaggregazione (Bazzurro & Cornell, 1999 e Spallarossa & Bariani, 2007), che consente di valutare i contributi delle diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito.

La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M.

Il sisma individuato, detto “terremoto di scenario”, è caratterizzato da una magnitudo, una distanza dal sito indagato e un tempo di ritorno. Ciò lo rende utilizzabile, ai fini progettuali, nelle verifiche allo SLU e allo SLE così come richiesto dalla vigente normativa in materia (D.M. 14/01/2008).

Applicando il suddetto criterio di disaggregazione ai valori di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni indicati nella Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (vedi pagina seguente) è stato ottenuto un valore di magnitudo pari a 4,830 e, di conseguenza, la verifica alla liquefazione può essere omessa.





Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.2071, lon: 9.1644, ID: 13370)										
	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	9.260	11.400	3.530	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	11.200	17.400	7.370	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	3.750	7.470	4.410	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	1.180	3.010	2.340	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.427	1.570	1.520	0.119	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.357	1.670	1.760	0.521	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.040	0.794	1.290	0.557	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.265	1.030	0.793	0.145	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.038	0.473	0.641	0.347	0.066	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.001	0.179	0.406	0.310	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.061	0.249	0.253	0.052	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.017	0.149	0.203	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.003	0.104	0.161	0.036	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.073	0.139	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.052	0.136	0.021	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.026	0.113	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.093	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.075	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.052	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.031	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.830	5.500	0.878

Magnitudo del terremoto di scenario determinata utilizzando il metodo della disaggregazione

6.7 Parametri sito-specifici

Nel presente paragrafo vengono descritti i parametri necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Quest'ultima costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche ed è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (ag) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S_e (T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Nelle N.T.C. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale (necessari per la determinazione delle azioni sismiche):

ag accelerazione orizzontale massima al sito;

Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tc* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

I parametri necessari alla definizione dell'azione sismica di progetto sono:

- **Tipo di costruzione e vita nominale**; la vita nominale (V_N) di un determinato tipo di costruzione è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle N.T.C. 14/01/2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto.
- **Classe d'uso**; in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso:
  - *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
  - *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
  - *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
  - *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il

mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- **Coefficiente d'uso**; Il valore del coefficiente d'uso (C_U) è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Periodo di riferimento per l'azione sismica**; le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento (V_R) espresso in anni che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U secondo la relazione: $V_R = V_N \cdot C_U$. Nel caso che V_R assuma un valore ≤ 35, si pone comunque pari a 35.
- **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento**; le probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Categoria di suolo**; ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle N.T.C. 14/01/2008).
- **Condizioni topografiche**; per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella Tab. 3.2.IV delle N.T.C. 14/01/2008.

Di seguito vengono riportati tutti i parametri sismici specifici per il sito di intervento e relativi agli stati limite considerati, così come richiesto dalla vigente normativa in materia (D.M. 14/01/2008)

PARAMETRI SISMICI

Zona	Pavia
Zona sismica:	3

Coefficienti sismici

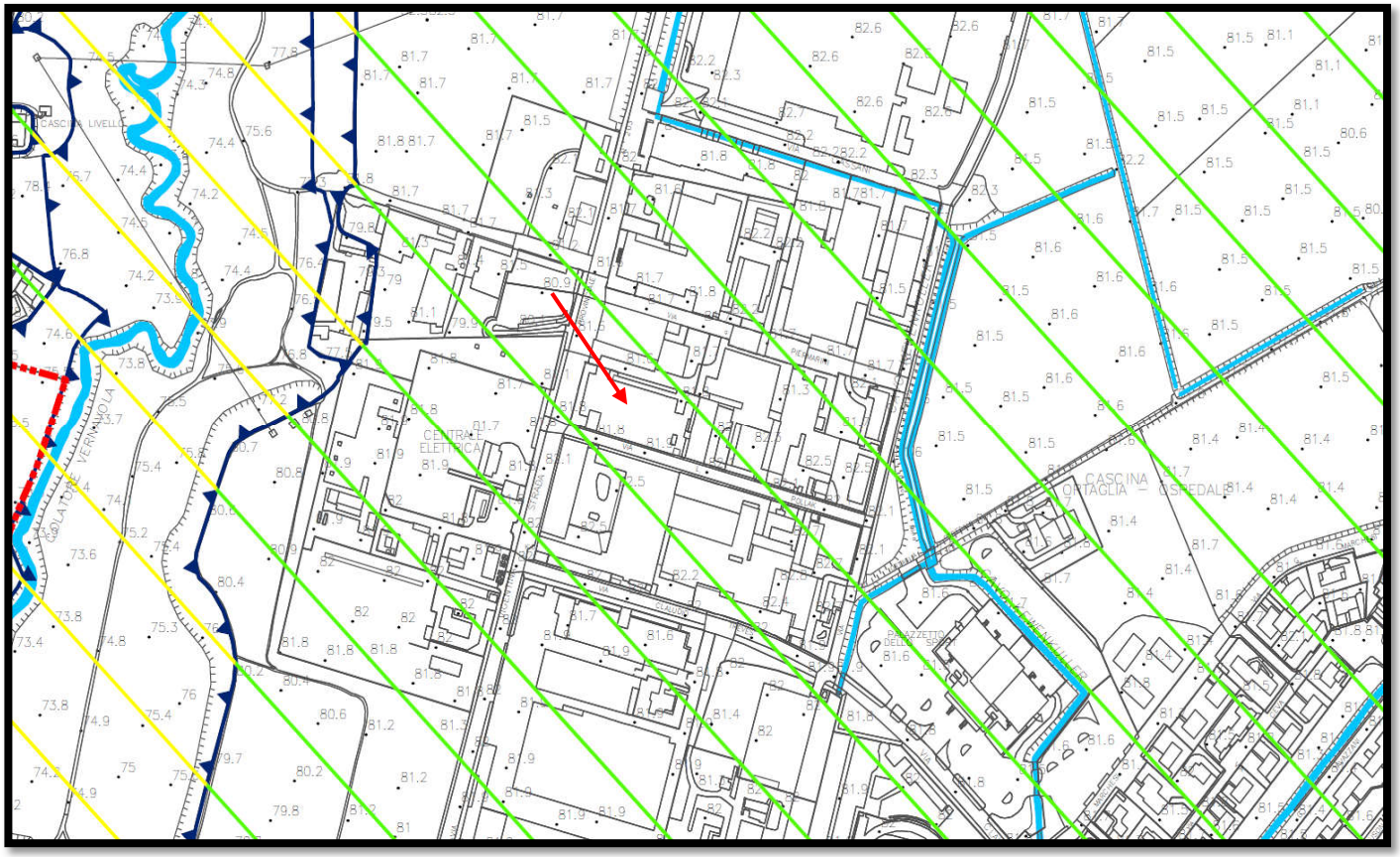
Dati generali

Tipo di elaborazione:	Fondazioni
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

ALLEGATO 1 – STRALCIO CARTA GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

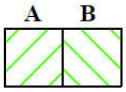


LEGENDA

UNITA' GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE

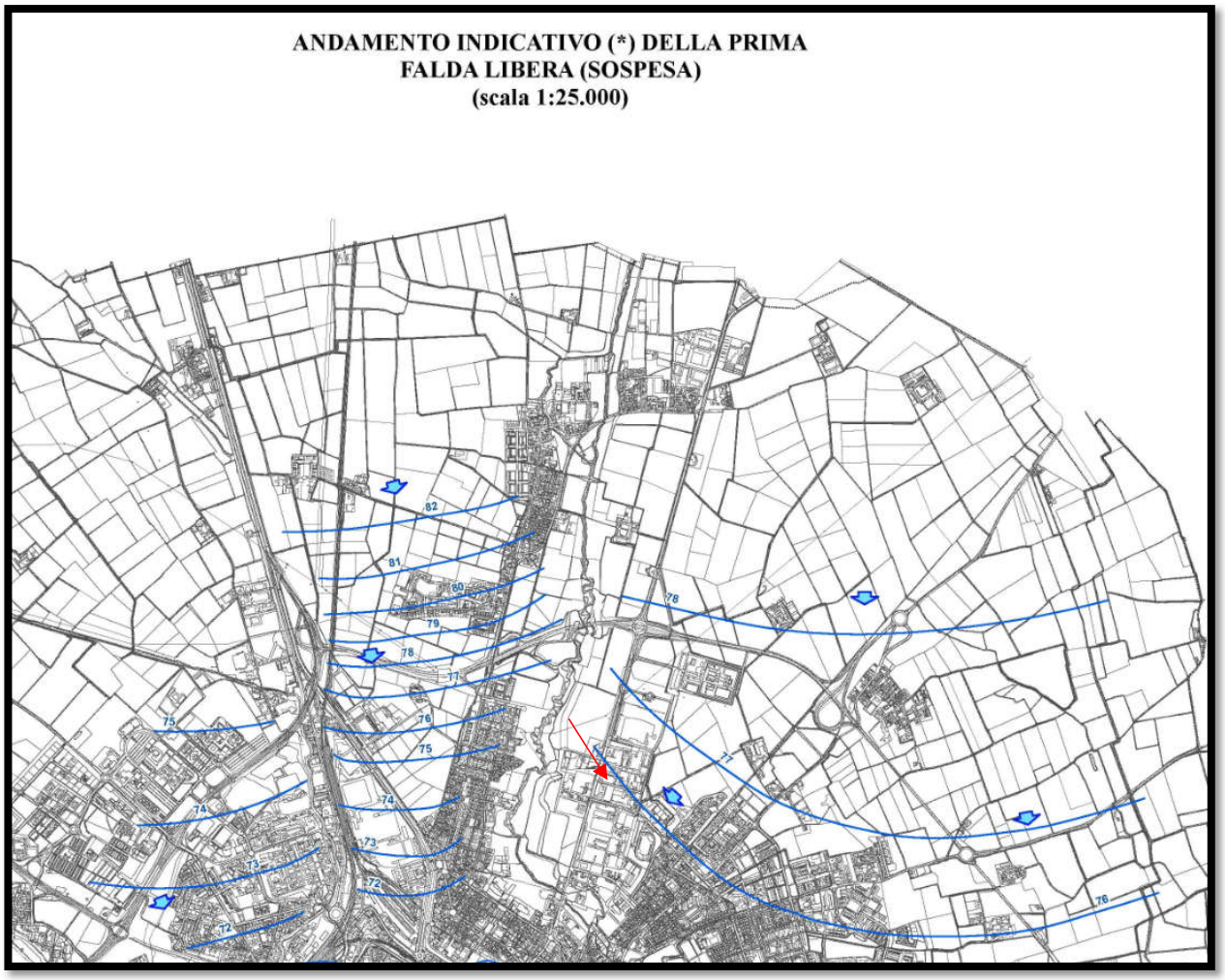


1 Ripiani impostati su depositi alluvionali recenti, sopraelevati di alcuni metri rispetto agli alvei attivi.
Litologia prevalente: sabbie e ghiaie. Sono ricoperti da suoli alluvionali limosi e limoso - sabbiosi, idromorfi, di spessore generalmente ridotto (50 cm ca.).



2 Ripiani impostati su depositi alluvionali antichi (A = ripiano inferiore o delle "Alluvioni Antiche", sopraelevato di 8 - 16 m rispetto all'alveo attivo del F. Ticino (ivi comprese le zone attualmente con quote confrontabili a tale ripiano in quanto interessate da riporti antropici effettuati su ex ripiani delle alluvioni recenti); B = ripiano superiore o del "Fluviale Recente", sopraelevato da 2 a 8 m rispetto al ripiano A). Litologia prevalente: sabbie, con sporadiche intercalazioni di ghiaietto e con orizzonti limoso - argillosi. La successione risulta parzialmente alterata (ferrettizzata) nella porzione superiore. Sono ricoperti da suoli alluvionali limosi e limoso - sabbiosi, localmente dotati di abbondante scheletro sabbioso e talora ghiaioso, generalmente superiori ai 50 cm.

ALLEGATO 2 – STRALCIO CARTA DELLE ISOFREATICHE

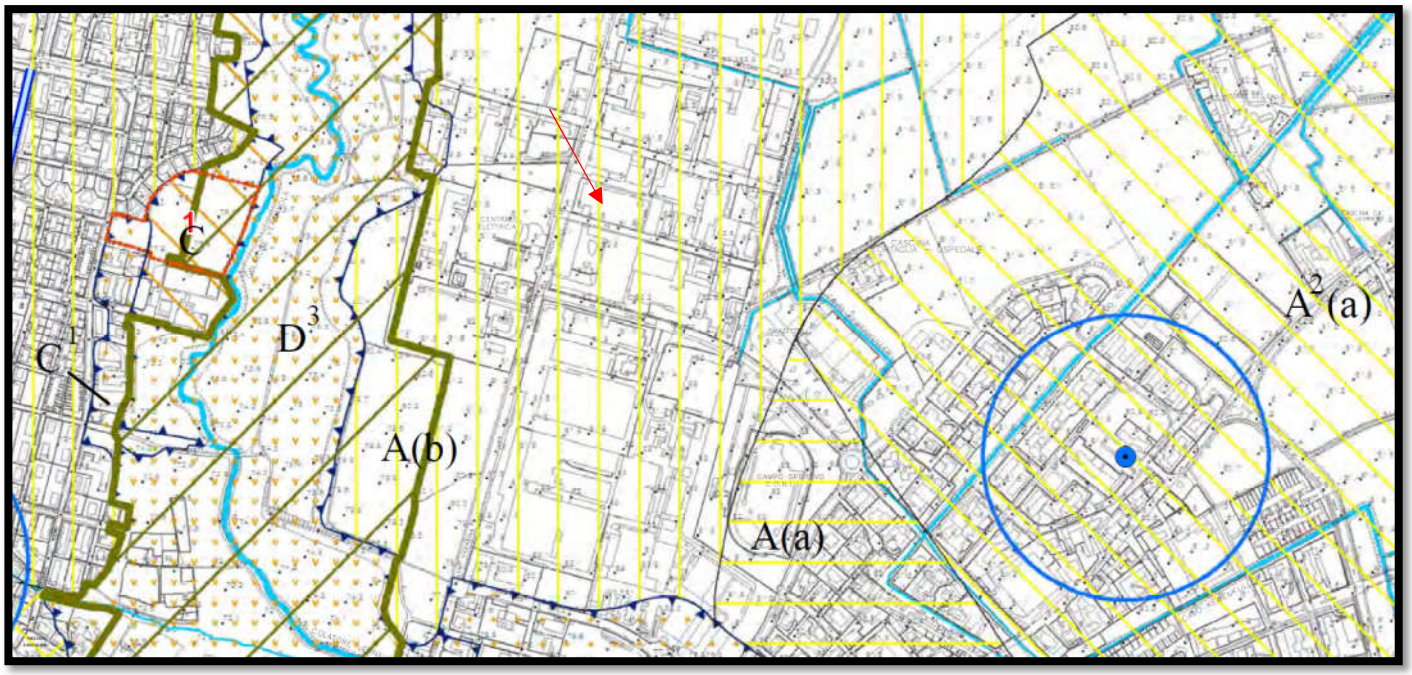


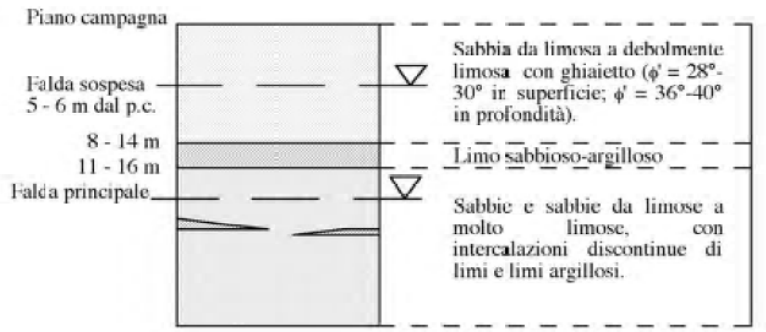
77 Isofreatica (in m s.l.m.).

Senso prevalente di flusso della falda (indicativo).

(*) La locale presenza di discontinui livelli a bassa permeabilità sovrastanti l'orizzonte sostenente la falda sospesa può provocare la stagionale formazione locale di ulteriori falde sospese con livelli piezometrici superiori rispetto a quelli riportati in carta. D'altra parte, la locale assenza dell'orizzonte sostenente la falda sospesa può portare alla scomparsa della stessa, che viene in questo caso ad alimentare la seconda falda libera (falda libera principale).

ALLEGATO 3 – STRALCIO CARTA DI SINTESI





UNITÀ A(b)

$A^1_{(a)}$

$A^2_{(a)}$

$A_{(a)}$

$A_{(b)}$

$A_{(c)}$

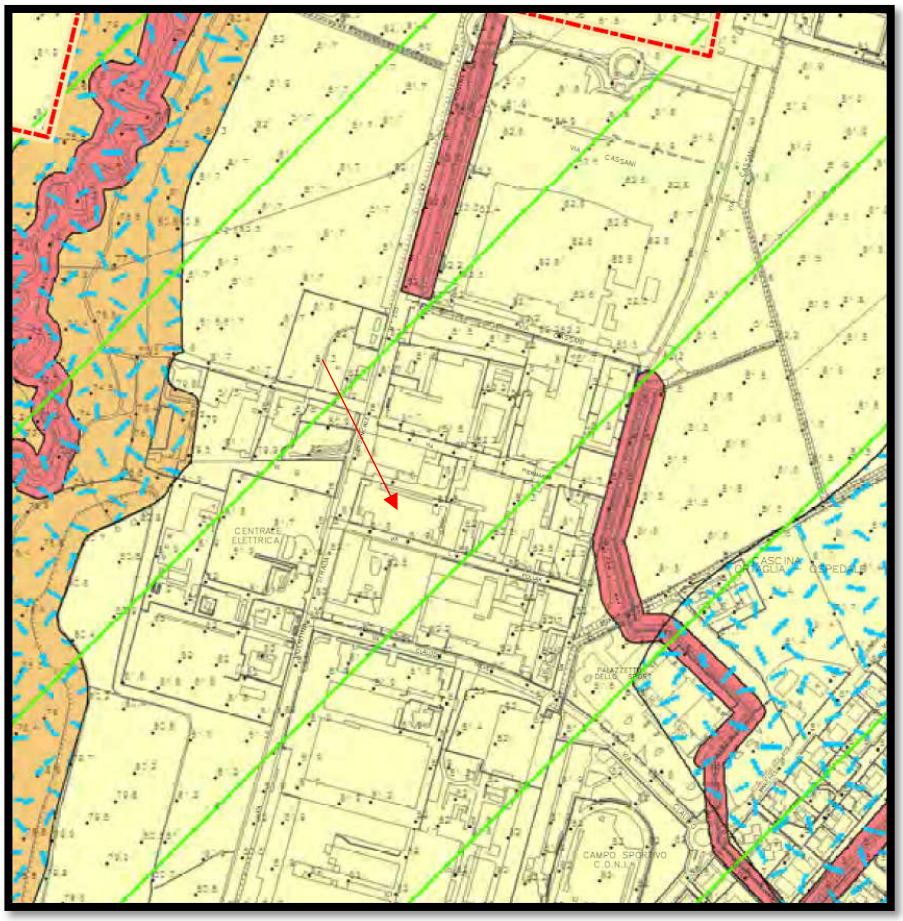
MORFOLOGIA: ripiani impostati su depositi alluvionali del "Fluviale recente" (Piano Generale Terrazzato della pianura lombarda), sopraelevati di almeno 10 ÷ 24 m rispetto agli alvei attivi.

LITOLOGIA: sono costituiti prevalentemente da sabbie (spesso alterate in superficie) con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni a diversa profondità di limi e limi argillosi. Le informazioni geognostiche disponibili consentono la delimitazione sommaria delle zone ove tali intercalazioni sono generalmente presenti: dalla profondità di 2,5 ÷ 5 m alla profondità di 6 ÷ 8 m dal piano campagna ($\mathbf{A^1_{(a)}}$); superficialmente, fino a 3,5 ÷ 5,5 m dal piano campagna ($\mathbf{A^2_{(a)}}$).

IDROGEOLOGIA: è generalmente presente una prima falda sospesa rispetto alla falda principale, a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche e idrogeologiche locali; la superficie di tale falda sospesa è generalmente ubicata, in condizioni normali, alle seguenti profondità: 2 ÷ 4 m dal piano campagna o stagionalmente prossima alla superficie ($\mathbf{A_{(a)}}$); 5 ÷ 6 m dal piano campagna con escursioni stagionali fino a 3 ÷ 4 m dal piano campagna ($\mathbf{A_{(b)}}$); maggiore o uguale a 6 m ($\mathbf{A_{(c)}}$). La permeabilità e la vulnerabilità della porzione superficiale della successione sono relativamente elevate. Per ulteriori informazioni si rimanda alla TAV. 3.

IDRAULICA: aree non inondabili.

ALLEGATO 4 – STRALCIO CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA



Classe 2 (gialla) - Fattibilità con modeste limitazioni. La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **A** e **B** di cui alla TAV. 9.

AREE SOGGETTE AD AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE

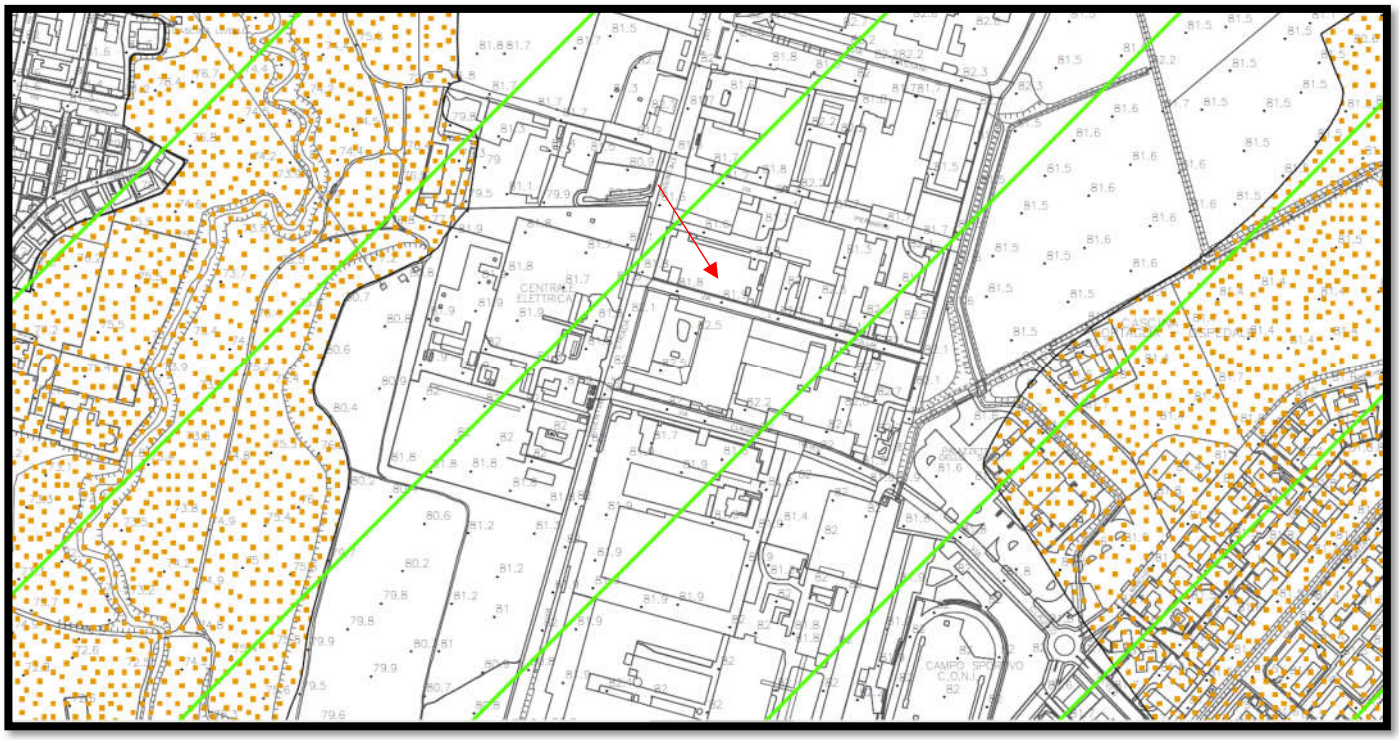
Z2. Zone con terreni di fondazione con caratteristiche geotecniche potenzialmente scadenti nei primi metri di profondità (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) o con depositi granulari fini saturi, ove gli effetti da sisma possono originare cedimenti e/o liquefazioni. Sono state inserite in questa classe le seguenti unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche (vedi TAV. 9): aree interessate da riporti di varia entità, costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc. (perimetrazione indicativa); $A^1_{(a)}$; $A^2_{(a)}$; $B^1_{(a)}$; $B^1_{(b)}$; C; C^1; D_B; D_C; D^1_C; D^2; D^3; E^1_B.

Z3a. Ciglio di scarpata di terrazzo, naturale o localmente artificializzata, di altezza superiore ai 10, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni topografiche.

Z4a. Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni litologiche e geometriche (tutto il territorio comunale ricade in questa zona).

Zona contraddistinta dalla locale presenza di cavità nel sottosuolo (collettori fognari di epoca romana e medioevale) in genere a quote sottostanti le fondazioni dell'edificato, i cui eventuali crolli possono indurre cedimenti e/o danni strutturali al patrimonio edilizio esistente.

ALLEGATO 5 – STRALCIO CARTA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE



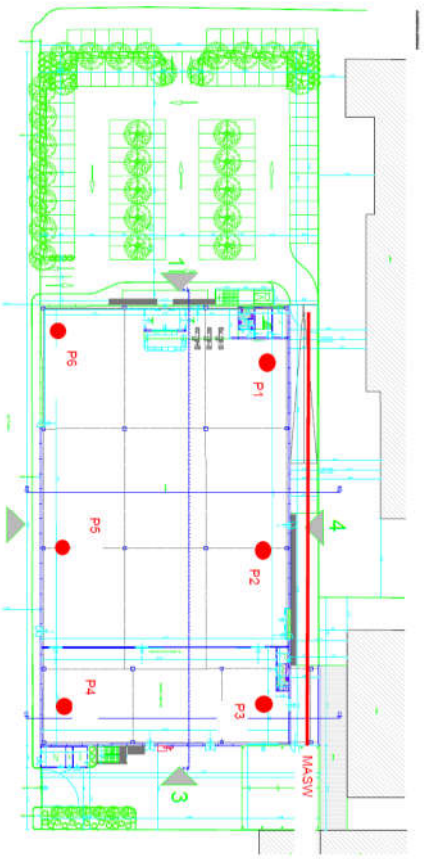
Z2. Zone con terreni di fondazione con caratteristiche geotecniche potenzialmente scadenti nei primi metri di profondità (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) o con depositi granulari fini saturi, ove gli effetti da sisma possono originare cedimenti e/o liquefazioni. Sono state inserite in questa classe le seguenti unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche (vedi TAV. 9): aree interessate da riporti di varia entità, costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc. (perimetrazione indicativa); $A^1_{(a)}$; $A^2_{(a)}$; $B^1_{(a)}$; $B^1_{(b)}$; C; C^1; D_B; D_C; D^1_C; D^2; D^3; E^1_B.

Z3a. Ciglio di scarpata di terrazzo, naturale o localmente artificializzata, di altezza superiore ai 10, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni topografiche.

Z4a. Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni litologiche e geometriche (tutto il territorio comunale ricade in questa zona).

Zona contraddistinta dalla locale presenza di cavità nel sottosuolo (collettori fognari di epoca romana e medioevale) in genere a quote sottostanti le fondazioni dell'edificato, i cui eventuali crolli possono indurre cedimenti e/o danni strutturali al patrimonio edilizio esistente.

ALLEGATO 6 – PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE



ALLEGATO 7 – PROVE PENETROMETRICHE

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

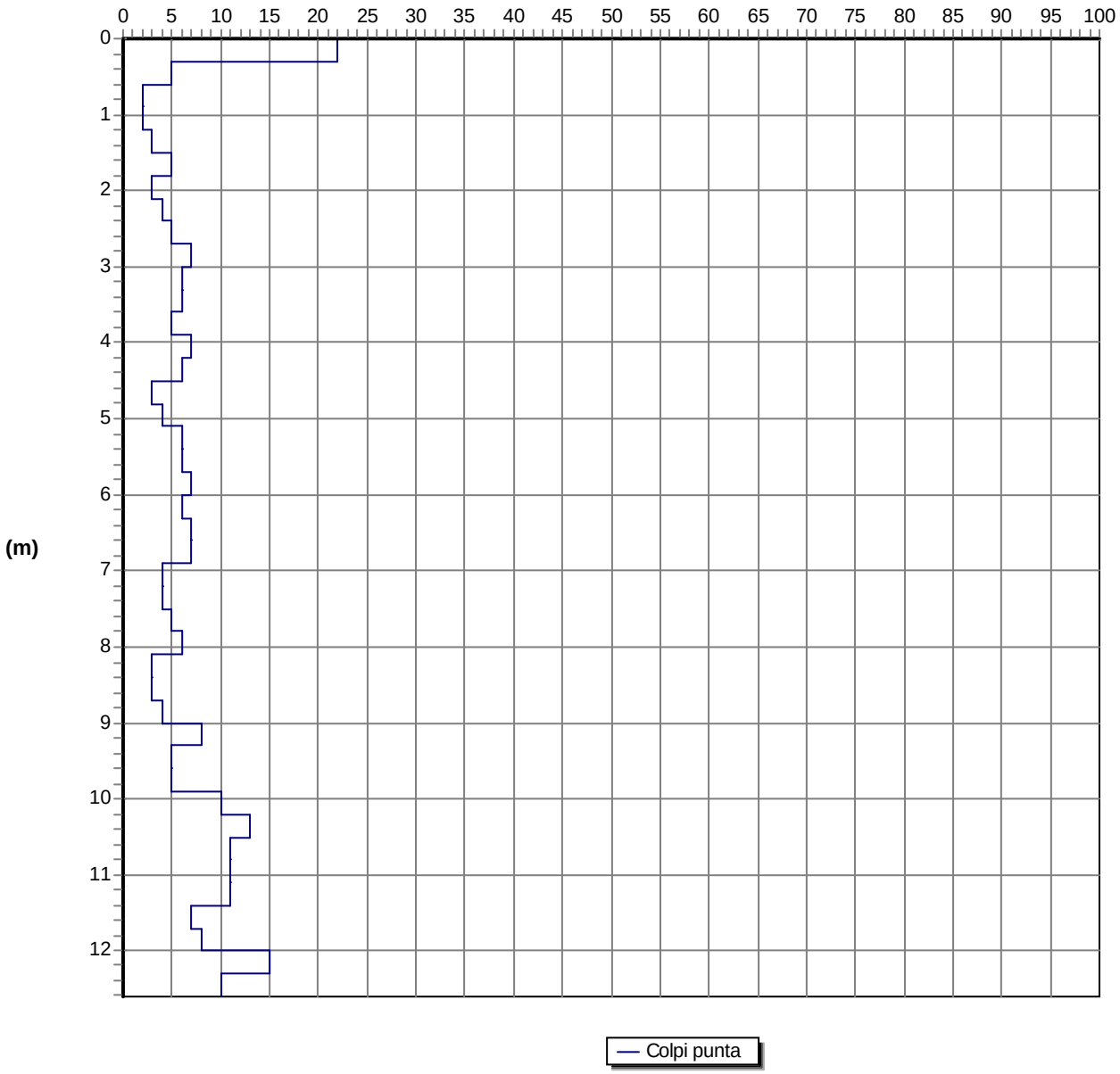
Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m):P.c. Prova: \1

Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): 6,0



Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m):P.c. Prova: \1

Tabulato della prova

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
0,3	22	
0,6	5	
0,9	2	
1,2	2	
1,5	3	
1,8	5	
2,1	3	
2,4	4	
2,7	5	
3	7	
3,3	6	
3,6	6	
3,9	5	
4,2	7	
4,5	6	
4,8	3	
5,1	4	
5,4	6	
5,7	6	
6	7	
6,3	6	
6,6	7	
6,9	7	
7,2	4	
7,5	4	
7,8	5	
8,1	6	
8,4	3	
8,7	3	
9	4	
9,3	8	
9,6	5	
9,9	5	
10,2	10	
10,5	13	
10,8	11	
11,1	11	
11,4	11	
11,7	7	
12	8	

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
12,3	15	
12,6	10	

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m):P.c. Prova: \1

Parametri geotecnici

Profondità base strato(m)	*Nspt medio equivalente*	*Descrizione litologica dello strato*	*Velocità onde S (m/s)*	*Rapporto Tau/Sigma*	*Angolo d'attrito(°)*	*Peso di volume naturale (t/mc)*	*Densità relativa %*	*Modulo di Young (kg/cmq)*	*Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)*	*Coesione non drenata (kg/cmq)*	*Mod.edom. coesivi (kg/cmq)*	*O. C. R.*	*Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)*	*Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)*
0,3	33	Sabbia densa	91	1,06	37	2,16	85	1562	234				673	0,03
0,6	8	Sabbia sciolta	89	0,21	26	2,01	66	198	57				283	0,09
0,9	3	Sabbia molto sciolta	83	0,07	22	1,83	36	56	21				155	0,15
1,2	3	Sabbia molto sciolta	89	0,06	22	1,81	33	56	21				155	0,21
1,5	4	Sabbia sciolta	98	0,08	23	1,83	36	80	28				185	0,26
1,8	8	Sabbia sciolta	115	0,14	26	1,9	49	198	57				283	0,32
2,1	4	Sabbia sciolta	106	0,07	23	1,81	33	80	28				185	0,37
2,4	6	Sabbia sciolta	117	0,1	24	1,85	39	134	43				237	0,43
2,7	8	Sabbia sciolta	126	0,12	26	1,87	44	198	57				283	0,48
3	10	Sabbia compatta	133	0,15	27	1,9	48	270	71				324	0,54
3,3	9	Sabbia sciolta	134	0,13	27	1,87	44	233	64				304	0,6

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
3,6	9	Sabbia sciolta	136	0,12	27	1,87	43	233	64				304	0,65
3,9	8	Sabbia sciolta	136	0,11	26	1,85	40	198	57				283	0,71
4,2	10	Sabbia compatta	143	0,13	27	1,87	44	270	71				324	0,76
4,5	9	Sabbia sciolta	143	0,11	27	1,86	41	233	64				304	0,82
4,8	4	Sabbia sciolta	126	0,05	23	1,78	27	80	28				185	0,88
5,1	6	Sabbia sciolta	137	0,07	24	1,81	32	134	43				237	0,93
5,4	9	Sabbia sciolta	148	0,1	27	1,85	39	233	64				304	0,98
5,7	9	Sabbia sciolta	150	0,1	27	1,84	38	233	64				304	1,04
6	10	Sabbia compatta	154	0,11	27	1,85	40	270	71				324	1,09
6,3	9	Sabbia sciolta	153	0,09	27	2,03	38	233	64				304	1,14
6,6	10	Sabbia compatta	157	0,1	27	2,03	39	270	71				324	1,17
6,9	10	Sabbia compatta	158	0,1	27	2,03	39	270	71				324	1,2
7,2	6	Sabbia sciolta	146	0,06	24	2	30	134	43				237	1,23
7,5	6	Sabbia sciolta	148	0,06	24	2	30	134	43				237	1,26
7,8	8	Sabbia sciolta	156	0,08	26	2,01	34	198	57				283	1,29
8,1	9	Sabbia sciolta	161	0,08	27	2,02	36	233	64				304	1,32
8,4	4	Sabbia sciolta	141	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,35
8,7	4	Sabbia sciolta	142	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,38
9	6	Sabbia sciolta	153	0,05	24	1,99	29	134	43				237	1,41
9,3	12	Sabbia compatta	174	0,11	28	2,04	41	351	85				363	1,44
9,6	8	Sabbia sciolta	163	0,07	26	2,01	33	198	57				283	1,47

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
9,9	8	Sabbia sciolta	164	0,07	26	2,01	33	198	57				283	1,5
10,2	15	Sabbia compatta	184	0,13	30	2,06	45	486	107				416	1,53
10,5	20	Sabbia compatta	194	0,17	32	2,09	52	744	142				495	1,56
10,8	16	Sabbia compatta	188	0,13	30	2,06	46	534	114				432	1,6
11,1	16	Sabbia compatta	189	0,13	30	2,06	46	534	114				432	1,63
11,4	16	Sabbia compatta	190	0,13	30	2,06	46	534	114				432	1,66
11,7	10	Sabbia compatta	176	0,08	27	2,02	36	270	71				324	1,69
12	12	Sabbia compatta	183	0,09	28	2,03	39	351	85				363	1,72
12,3	22	Sabbia compatta	204	0,17	33	2,1	53	858	156				525	1,75
12,6	15	Sabbia compatta	192	0,11	30	2,05	43	486	107				416	1,79

Profondità della falda (m): 6,0

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

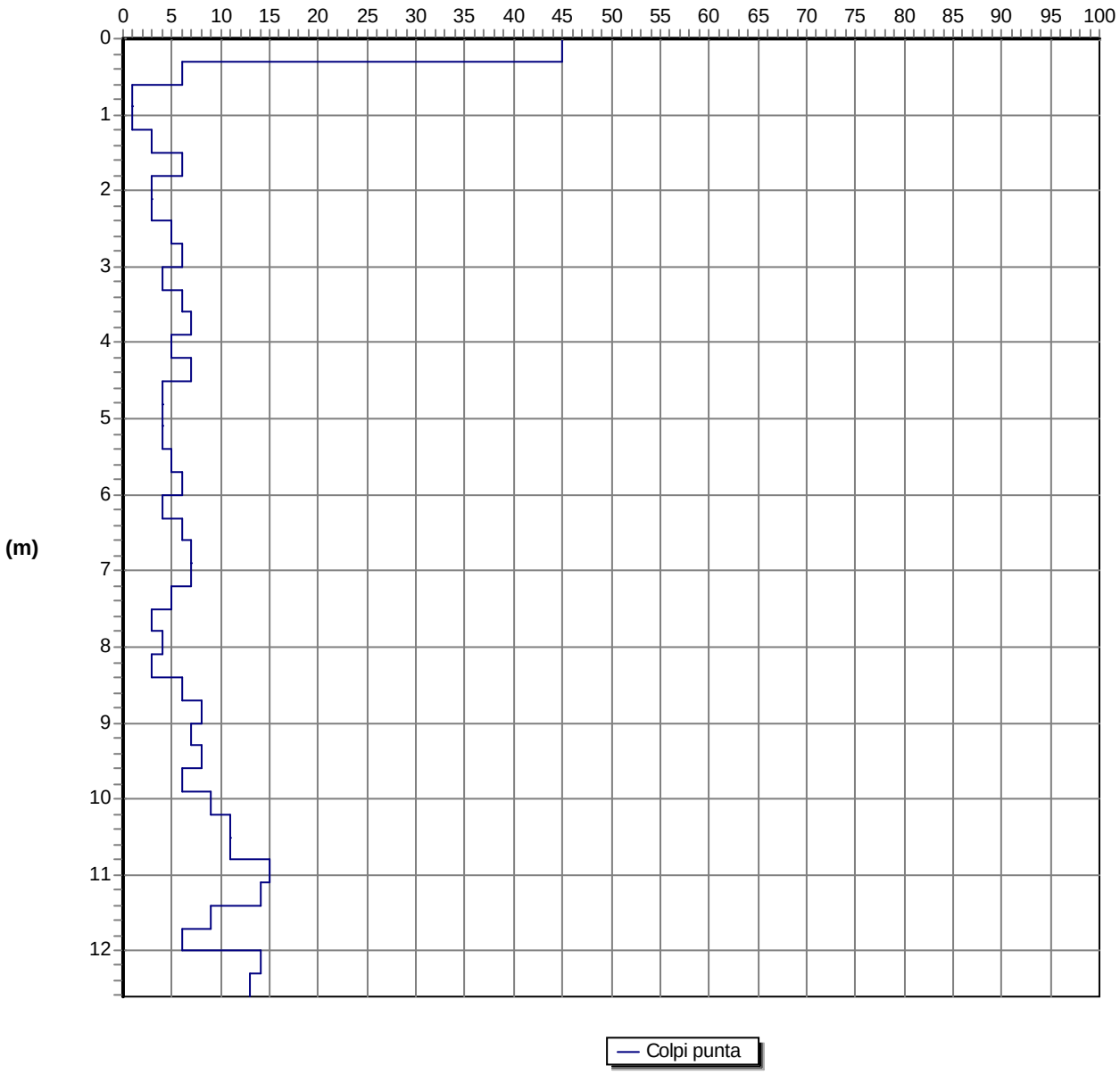
Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m):P.c. Prova: \2

Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): 6,0



Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m):P.c. Prova: \2

Tabulato della prova

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
0,3	45	
0,6	6	
0,9	1	
1,2	1	
1,5	3	
1,8	6	
2,1	3	
2,4	3	
2,7	5	
3	6	
3,3	4	
3,6	6	
3,9	7	
4,2	5	
4,5	7	
4,8	4	
5,1	4	
5,4	4	
5,7	5	
6	6	
6,3	4	
6,6	6	
6,9	7	
7,2	7	
7,5	5	
7,8	3	
8,1	4	
8,4	3	
8,7	6	
9	8	
9,3	7	
9,6	8	
9,9	6	
10,2	9	
10,5	11	
10,8	11	
11,1	15	
11,4	14	
11,7	9	
12	6	

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
12,3	14	
12,6	13	

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P2

Parametri geotecnici

Profondità base strato(m)	*Nspt medio equivalente*	*Descrizione litologica dello strato*	*Velocità onde S (m/s)*	*Rapporto Tau/Sigma*	*Angolo d'attrito(°)*	*Peso di volume naturale (t/mc)*	*Densità relativa %*	*Modulo di Young (kg/cmq)*	*Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)*	*Coesione non drenata (kg/cmq)*	*Mod.edom. coesivi (kg/cmq)*	*O. C. R.*	*Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)*	*Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)*
0,3	68	Sabbia molto densa	103	2,19	45	2,16	85	3870	483				1046	0,03
0,6	9	Sabbia sciolta	91	0,23	27	2,04	70	233	64				304	0,1
0,9	2	Sabbia molto sciolta	78	0,05	20	1,79	29	35	14				121	0,15
1,2	2	Sabbia molto sciolta	83	0,04	20	1,78	27	35	14				121	0,21
1,5	4	Sabbia sciolta	98	0,08	23	1,83	36	80	28				185	0,26
1,8	9	Sabbia sciolta	118	0,16	27	1,92	52	233	64				304	0,32
2,1	4	Sabbia sciolta	106	0,07	23	1,81	33	80	28				185	0,37
2,4	4	Sabbia sciolta	109	0,06	23	1,81	32	80	28				185	0,43
2,7	8	Sabbia sciolta	126	0,12	26	1,87	44	198	57				283	0,48
3	9	Sabbia sciolta	131	0,13	27	1,88	45	233	64				304	0,54
3,3	6	Sabbia sciolta	125	0,09	24	1,83	36	134	43				237	0,59

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
3,6	9	Sabbia sciolta	136	0,12	27	1,87	43	233	64				304	0,65
3,9	10	Sabbia compatta	141	0,13	27	1,88	45	270	71				324	0,71
4,2	8	Sabbia sciolta	138	0,1	26	1,85	39	198	57				283	0,76
4,5	10	Sabbia compatta	145	0,12	27	1,87	43	270	71				324	0,82
4,8	6	Sabbia sciolta	135	0,07	24	1,81	33	134	43				237	0,87
5,1	6	Sabbia sciolta	137	0,07	24	1,81	32	134	43				237	0,93
5,4	6	Sabbia sciolta	138	0,07	24	1,81	32	134	43				237	0,98
5,7	8	Sabbia sciolta	147	0,09	26	1,83	36	198	57				283	1,04
6	9	Sabbia sciolta	151	0,1	27	1,84	38	233	64				304	1,09
6,3	6	Sabbia sciolta	143	0,06	24	2	31	134	43				237	1,13
6,6	9	Sabbia sciolta	154	0,09	27	2,03	37	233	64				304	1,16
6,9	10	Sabbia compatta	158	0,1	27	2,03	39	270	71				324	1,2
7,2	10	Sabbia compatta	160	0,1	27	2,03	39	270	71				324	1,23
7,5	8	Sabbia sciolta	155	0,08	26	2,01	34	198	57				283	1,26
7,8	4	Sabbia sciolta	139	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,29
8,1	6	Sabbia sciolta	150	0,06	24	2	30	134	43				237	1,32
8,4	4	Sabbia sciolta	141	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,35
8,7	9	Sabbia sciolta	163	0,08	27	2,02	36	233	64				304	1,38
9	12	Sabbia compatta	173	0,11	28	2,04	41	351	85				363	1,41
9,3	10	Sabbia compatta	168	0,09	27	2,03	37	270	71				324	1,44
9,6	12	Sabbia compatta	175	0,11	28	2,04	41	351	85				363	1,47

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
9,9	9	Sabbia sciolta	167	0,08	27	2,02	35	233	64				304	1,5
10,2	14	Sabbia compatta	182	0,12	29	2,05	43	439	99				398	1,53
10,5	16	Sabbia compatta	187	0,13	30	2,06	46	534	114				432	1,56
10,8	16	Sabbia compatta	188	0,13	30	2,06	46	534	114				432	1,59
11,1	22	Sabbia compatta	200	0,18	33	2,1	54	858	156				525	1,63
11,4	21	Sabbia compatta	199	0,17	33	2,09	52	801	149				510	1,66
11,7	14	Sabbia compatta	187	0,11	29	2,05	42	439	99				398	1,69
12	9	Sabbia sciolta	174	0,07	27	2,01	34	233	64				304	1,72
12,3	21	Sabbia compatta	202	0,16	33	2,09	51	801	149				510	1,75
12,6	20	Sabbia compatta	201	0,15	32	2,08	50	744	142				495	1,79

Profondità della falda (m): 6,0

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

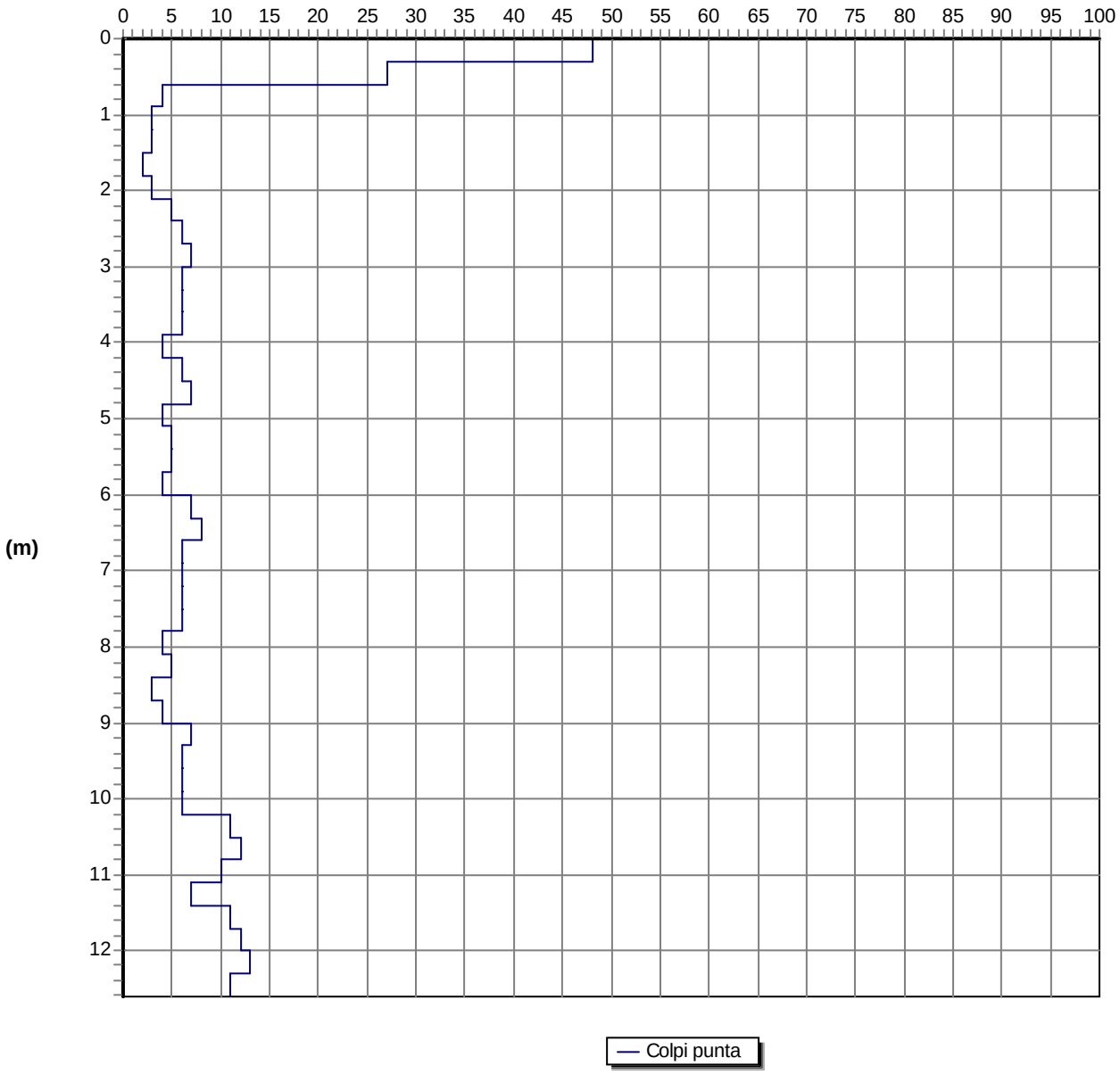
Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m):P.c. Prova: \3

Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): 6,0



Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m):P.c. Prova: \3

Tabulato della prova

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
0,3	48	
0,6	27	
0,9	4	
1,2	3	
1,5	3	
1,8	2	
2,1	3	
2,4	5	
2,7	6	
3	7	
3,3	6	
3,6	6	
3,9	6	
4,2	4	
4,5	6	
4,8	7	
5,1	4	
5,4	5	
5,7	5	
6	4	
6,3	7	
6,6	8	
6,9	6	
7,2	6	
7,5	6	
7,8	6	
8,1	4	
8,4	5	
8,7	3	
9	4	
9,3	7	
9,6	6	
9,9	6	
10,2	6	
10,5	11	
10,8	12	
11,1	10	
11,4	7	
11,7	11	
12	12	

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
12,3	13	
12,6	11	

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P3

Parametri geotecnici

Profondità base strato(m)	*Nspt medio equivalente*	*Descrizione litologica dello strato*	*Velocità onde S (m/s)*	*Rapporto Tau/Sigma*	*Angolo d'attrito(°)*	*Peso di volume naturale (t/mc)*	*Densità relativa %*	*Modulo di Young (kg/cmq)*	*Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)*	*Coesione non drenata (kg/cmq)*	*Mod.edom. coesivi (kg/cmq)*	*O. C. R.*	*Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)*	*Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)*
0,3	48	Sabbia densa	97	1,55	42	2,16	85	2620	341				846	0,03
0,6	27	Sabbia compatta	110	0,68	35	2,16	85	1164	192				595	0,1
0,9	4	Sabbia sciolta	87	0,09	23	1,86	41	80	28				185	0,16
1,2	3	Sabbia molto sciolta	89	0,06	22	1,81	33	56	21				155	0,21
1,5	3	Sabbia molto sciolta	94	0,06	22	1,8	31	56	21				155	0,27
1,8	2	Sabbia molto sciolta	91	0,04	20	1,77	24	35	14				121	0,32
2,1	3	Sabbia molto sciolta	101	0,05	22	1,79	29	56	21				155	0,37
2,4	5	Sabbia sciolta	113	0,08	24	1,83	36	106	36				212	0,43
2,7	6	Sabbia sciolta	120	0,09	24	1,84	38	134	43				237	0,48
3	7	Sabbia sciolta	126	0,1	25	1,85	40	165	50				261	0,54
3,3	6	Sabbia sciolta	125	0,09	24	1,83	36	134	43				237	0,59

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
3,6	6	Sabbia sciolta	127	0,08	24	1,83	35	134	43				237	0,65
3,9	6	Sabbia sciolta	129	0,08	24	1,83	35	134	43				237	0,7
4,2	4	Sabbia sciolta	122	0,05	23	1,79	28	80	28				185	0,76
4,5	6	Sabbia sciolta	133	0,07	24	1,81	33	134	43				237	0,81
4,8	7	Sabbia sciolta	138	0,08	25	1,83	35	165	50				261	0,87
5,1	4	Sabbia sciolta	127	0,05	23	1,78	26	80	28				185	0,92
5,4	5	Sabbia sciolta	134	0,06	24	1,79	29	106	36				212	0,97
5,7	5	Sabbia sciolta	135	0,05	24	1,79	29	106	36				212	1,03
6	4	Sabbia sciolta	132	0,04	23	1,77	25	80	28				185	1,08
6,3	7	Sabbia sciolta	146	0,07	25	2,01	33	165	50				261	1,12
6,6	8	Sabbia sciolta	151	0,08	26	2,02	35	198	57				283	1,15
6,9	6	Sabbia sciolta	145	0,06	24	2	30	134	43				237	1,18
7,2	6	Sabbia sciolta	146	0,06	24	2	30	134	43				237	1,21
7,5	6	Sabbia sciolta	148	0,06	24	2	30	134	43				237	1,24
7,8	6	Sabbia sciolta	149	0,06	24	2	30	134	43				237	1,27
8,1	4	Sabbia sciolta	140	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,3
8,4	5	Sabbia sciolta	146	0,05	24	1,99	27	106	36				212	1,33
8,7	3	Sabbia molto sciolta	135	0,03	22	1,96	21	56	21				155	1,36
9	4	Sabbia sciolta	143	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,39
9,3	7	Sabbia sciolta	158	0,06	25	2	31	165	50				261	1,42
9,6	6	Sabbia sciolta	155	0,05	24	1,99	29	134	43				237	1,45

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
9,9	6	Sabbia sciolta	156	0,05	24	1,99	29	134	43				237	1,48
10,2	6	Sabbia sciolta	157	0,05	24	1,99	29	134	43				237	1,51
10,5	11	Sabbia compatta	175	0,09	28	2,03	38	310	78				344	1,54
10,8	12	Sabbia compatta	179	0,1	28	2,04	40	351	85				363	1,57
11,1	10	Sabbia compatta	174	0,08	27	2,02	36	270	71				324	1,6
11,4	7	Sabbia sciolta	165	0,06	25	2	30	165	50				261	1,63
11,7	11	Sabbia compatta	179	0,09	28	2,03	38	310	78				344	1,66
12	12	Sabbia compatta	183	0,1	28	2,03	39	351	85				363	1,69
12,3	13	Sabbia compatta	186	0,1	29	2,04	41	394	92				381	1,72
12,6	11	Sabbia compatta	182	0,08	28	2,03	37	310	78				344	1,76

Profondità della falda (m): 6,0

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

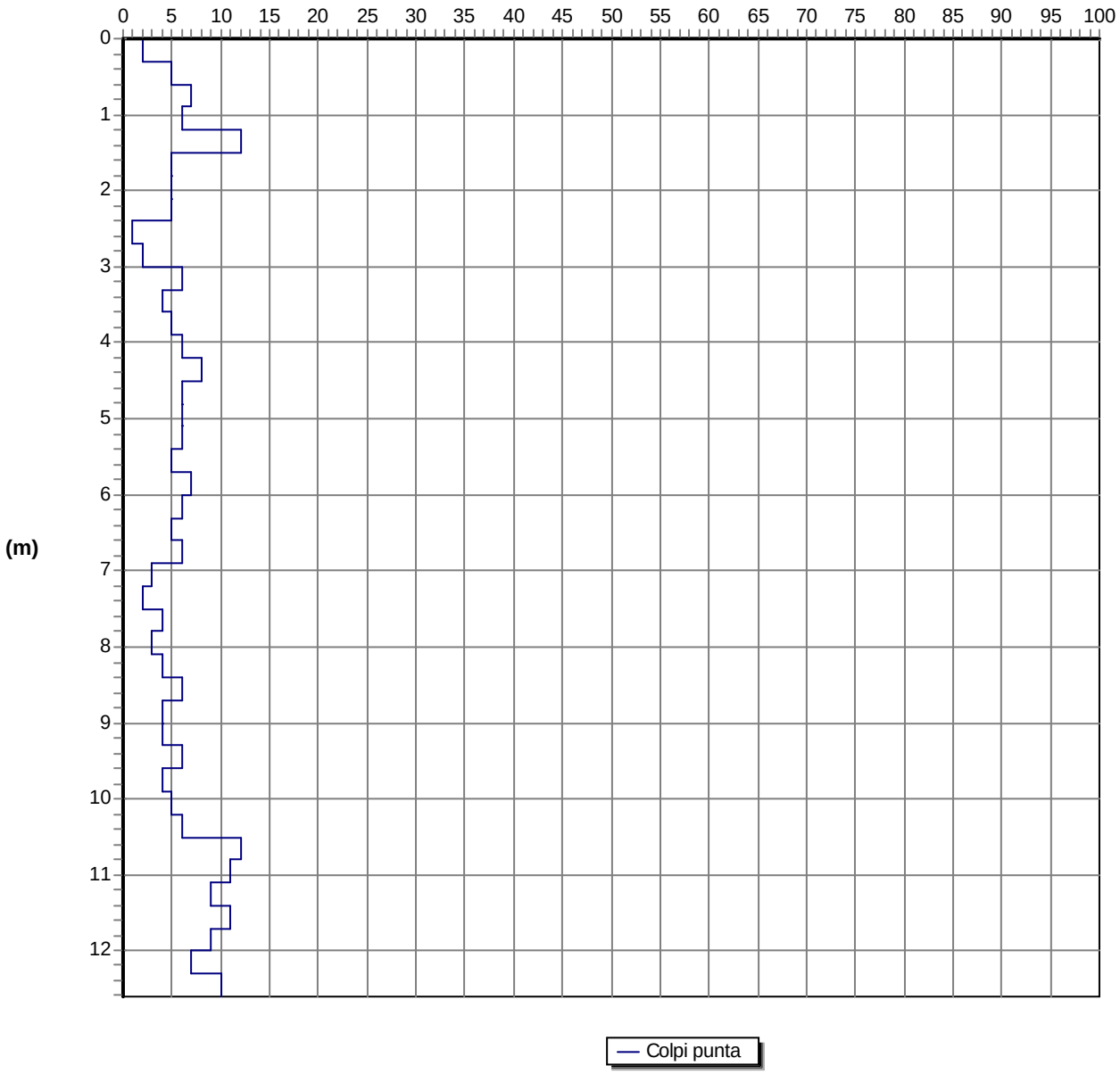
Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m):P.c. Prova: \4

Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): 6,0



Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m):P.c. Prova: \4

Tabulato della prova

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
0,3	2	
0,6	5	
0,9	7	
1,2	6	
1,5	12	
1,8	5	
2,1	5	
2,4	5	
2,7	1	
3	2	
3,3	6	
3,6	4	
3,9	5	
4,2	6	
4,5	8	
4,8	6	
5,1	6	
5,4	6	
5,7	5	
6	7	
6,3	6	
6,6	5	
6,9	6	
7,2	3	
7,5	2	
7,8	4	
8,1	3	
8,4	4	
8,7	6	
9	4	
9,3	4	
9,6	6	
9,9	4	
10,2	5	
10,5	6	
10,8	12	
11,1	11	
11,4	9	
11,7	11	
12	9	

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
12,3	7	
12,6	10	

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P4

Parametri geotecnici

Profondità base strato(m)	*Nspt medio equivalente*	*Descrizione litologica dello strato*	*Velocità onde S (m/s)*	*Rapporto Tau/Sigma*	*Angolo d'attrito(°)*	*Peso di volume naturale (t/mc)*	*Densità relativa %*	*Modulo di Young (kg/cmq)*	*Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)*	*Coesione non drenata (kg/cmq)*	*Mod.edom. coesivi (kg/cmq)*	*O. C. R.*	*Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)*	*Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)*
0,3	2	Sabbia molto sciolta	56	0,06	20	1,88	45	35	14				121	0,03
0,6	5	Sabbia sciolta	82	0,13	24	1,93	54	106	36				212	0,09
0,9	7	Sabbia sciolta	96	0,16	25	1,95	56	165	50				261	0,14
1,2	6	Sabbia sciolta	100	0,12	24	1,89	47	134	43				237	0,2
1,5	12	Sabbia compatta	119	0,23	28	1,99	63	351	85				363	0,26
1,8	5	Sabbia sciolta	106	0,09	24	1,84	38	106	36				212	0,32
2,1	5	Sabbia sciolta	110	0,09	24	1,84	37	106	36				212	0,37
2,4	5	Sabbia sciolta	113	0,08	24	1,83	36	106	36				212	0,43
2,7	1	Sabbia molto sciolta	88	0,02	19	1,73	15	16	7				79	0,48
3	2	Sabbia molto sciolta	101	0,03	20	1,75	21	35	14				121	0,53
3,3	6	Sabbia sciolta	125	0,09	24	1,83	36	134	43				237	0,59

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
3,6	4	Sabbia sciolta	119	0,06	23	1,79	29	80	28				185	0,64
3,9	5	Sabbia sciolta	125	0,07	24	1,81	32	106	36				212	0,69
4,2	6	Sabbia sciolta	131	0,08	24	1,82	34	134	43				237	0,75
4,5	8	Sabbia sciolta	140	0,1	26	1,85	39	198	57				283	0,8
4,8	6	Sabbia sciolta	135	0,07	24	1,81	33	134	43				237	0,86
5,1	6	Sabbia sciolta	137	0,07	24	1,81	32	134	43				237	0,91
5,4	6	Sabbia sciolta	138	0,07	24	1,81	32	134	43				237	0,97
5,7	5	Sabbia sciolta	135	0,05	24	1,79	29	106	36				212	1,02
6	7	Sabbia sciolta	145	0,07	25	1,82	34	165	50				261	1,08
6,3	6	Sabbia sciolta	143	0,06	24	2	31	134	43				237	1,12
6,6	5	Sabbia sciolta	139	0,05	24	1,99	28	106	36				212	1,15
6,9	6	Sabbia sciolta	145	0,06	24	2	30	134	43				237	1,18
7,2	3	Sabbia molto sciolta	130	0,03	22	1,96	21	56	21				155	1,21
7,5	2	Sabbia molto sciolta	122	0,02	20	1,95	17	35	14				121	1,24
7,8	4	Sabbia sciolta	139	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,26
8,1	3	Sabbia molto sciolta	133	0,03	22	1,96	21	56	21				155	1,29
8,4	4	Sabbia sciolta	141	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,32
8,7	6	Sabbia sciolta	152	0,06	24	1,99	29	134	43				237	1,35
9	4	Sabbia sciolta	143	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,38
9,3	4	Sabbia sciolta	144	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,41
9,6	6	Sabbia sciolta	155	0,05	24	1,99	29	134	43				237	1,44

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
9,9	4	Sabbia sciolta	146	0,04	23	1,97	23	80	28				185	1,47
10,2	5	Sabbia sciolta	152	0,04	24	1,98	26	106	36				212	1,5
10,5	6	Sabbia sciolta	158	0,05	24	1,99	28	134	43				237	1,53
10,8	12	Sabbia compatta	179	0,1	28	2,04	40	351	85				363	1,56
11,1	11	Sabbia compatta	177	0,09	28	2,03	38	310	78				344	1,59
11,4	9	Sabbia sciolta	172	0,07	27	2,01	34	233	64				304	1,62
11,7	11	Sabbia compatta	179	0,09	28	2,03	38	310	78				344	1,65
12	9	Sabbia sciolta	174	0,07	27	2,01	34	233	64				304	1,68
12,3	7	Sabbia sciolta	168	0,06	25	2	30	165	50				261	1,71
12,6	10	Sabbia compatta	179	0,08	27	2,02	36	270	71				324	1,74

Profondità della falda (m): 6,0

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

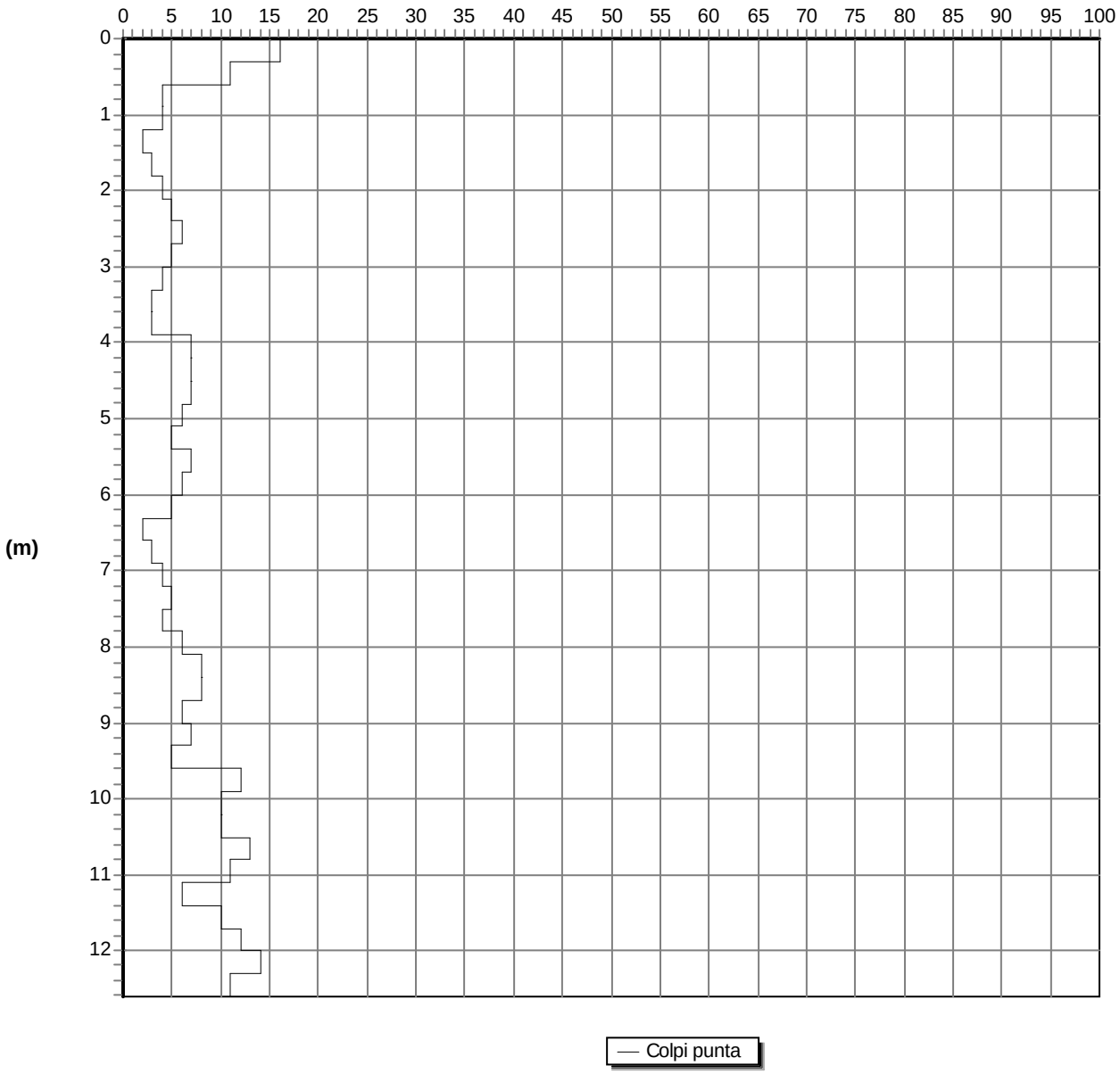
Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P5

Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): 6,0



Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m):P.c. Prova: \5

Tabulato della prova

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
0,3	16	
0,6	11	
0,9	4	
1,2	4	
1,5	2	
1,8	3	
2,1	4	
2,4	5	
2,7	6	
3	5	
3,3	4	
3,6	3	
3,9	3	
4,2	7	
4,5	7	
4,8	7	
5,1	6	
5,4	5	
5,7	7	
6	6	
6,3	5	
6,6	2	
6,9	3	
7,2	4	
7,5	5	
7,8	4	
8,1	6	
8,4	8	
8,7	8	
9	6	
9,3	7	
9,6	5	
9,9	12	
10,2	10	
10,5	10	
10,8	13	
11,1	11	
11,4	6	
11,7	10	
12	12	

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
12,3	14	
12,6	11	

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P5

Parametri geotecnici

Profondità base strato(m)	*Nspt medio equivalente*	*Descrizione litologica dello strato*	*Velocità onde S (m/s)*	*Rapporto Tau/Sigma*	*Angolo d'attrito(°)*	*Peso di volume naturale (t/mc)*	*Densità relativa %*	*Modulo di Young (kg/cmq)*	*Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)*	*Coesione non drenata (kg/cmq)*	*Mod.edom. coesivi (kg/cmq)*	*O. C. R.*	*Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)*	*Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)*
0,3	16	Sabbia compatta	80	0,52	30	2,16	85	534	114				432	0,03
0,6	11	Sabbia compatta	94	0,28	28	2,1	78	310	78				344	0,1
0,9	4	Sabbia sciolta	87	0,09	23	1,86	41	80	28				185	0,16
1,2	4	Sabbia sciolta	94	0,08	23	1,84	38	80	28				185	0,21
1,5	2	Sabbia molto sciolta	87	0,04	20	1,77	25	35	14				121	0,27
1,8	3	Sabbia molto sciolta	97	0,05	22	1,8	30	56	21				155	0,32
2,1	4	Sabbia sciolta	106	0,07	23	1,81	33	80	28				185	0,37
2,4	5	Sabbia sciolta	113	0,08	24	1,83	36	106	36				212	0,43
2,7	6	Sabbia sciolta	120	0,09	24	1,84	38	134	43				237	0,48
3	5	Sabbia sciolta	119	0,07	24	1,82	34	106	36				212	0,54
3,3	4	Sabbia sciolta	116	0,06	23	1,79	29	80	28				185	0,59

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
3,6	3	Sabbia molto sciolta	113	0,04	22	1,77	25	56	21				155	0,65
3,9	3	Sabbia molto sciolta	115	0,04	22	1,77	24	56	21				155	0,7
4,2	7	Sabbia sciolta	135	0,09	25	1,84	37	165	50				261	0,75
4,5	7	Sabbia sciolta	137	0,09	25	1,83	36	165	50				261	0,81
4,8	7	Sabbia sciolta	138	0,08	25	1,83	35	165	50				261	0,86
5,1	6	Sabbia sciolta	137	0,07	24	1,81	32	134	43				237	0,92
5,4	5	Sabbia sciolta	134	0,06	24	1,79	29	106	36				212	0,97
5,7	7	Sabbia sciolta	143	0,08	25	1,82	34	165	50				261	1,03
6	6	Sabbia sciolta	141	0,06	24	1,8	31	134	43				237	1,08
6,3	5	Sabbia sciolta	138	0,05	24	1,99	28	106	36				212	1,12
6,6	2	Sabbia molto sciolta	119	0,02	20	1,95	18	35	14				121	1,15
6,9	3	Sabbia molto sciolta	129	0,03	22	1,96	21	56	21				155	1,18
7,2	4	Sabbia sciolta	137	0,04	23	1,98	25	80	28				185	1,21
7,5	5	Sabbia sciolta	143	0,05	24	1,99	27	106	36				212	1,24
7,8	4	Sabbia sciolta	139	0,04	23	1,97	24	80	28				185	1,27
8,1	6	Sabbia sciolta	150	0,06	24	2	30	134	43				237	1,3
8,4	8	Sabbia sciolta	159	0,08	26	2,01	34	198	57				283	1,33
8,7	8	Sabbia sciolta	160	0,07	26	2,01	34	198	57				283	1,36
9	6	Sabbia sciolta	153	0,05	24	1,99	29	134	43				237	1,39
9,3	7	Sabbia sciolta	158	0,06	25	2	31	165	50				261	1,42
9,6	5	Sabbia sciolta	150	0,04	24	1,98	26	106	36				212	1,45

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
9,9	12	Sabbia compatta	176	0,1	28	2,04	41	351	85				363	1,48
10,2	10	Sabbia compatta	172	0,09	27	2,03	37	270	71				324	1,51
10,5	10	Sabbia compatta	173	0,09	27	2,03	37	270	71				324	1,54
10,8	13	Sabbia compatta	181	0,11	29	2,05	42	394	92				381	1,57
11,1	11	Sabbia compatta	177	0,09	28	2,03	38	310	78				344	1,6
11,4	6	Sabbia sciolta	161	0,05	24	1,99	28	134	43				237	1,63
11,7	10	Sabbia compatta	176	0,08	27	2,02	36	270	71				324	1,66
12	12	Sabbia compatta	183	0,1	28	2,03	39	351	85				363	1,69
12,3	14	Sabbia compatta	189	0,11	29	2,05	42	439	99				398	1,72
12,6	11	Sabbia compatta	182	0,09	28	2,03	37	310	78				344	1,75

Profondità della falda (m): 6,0

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

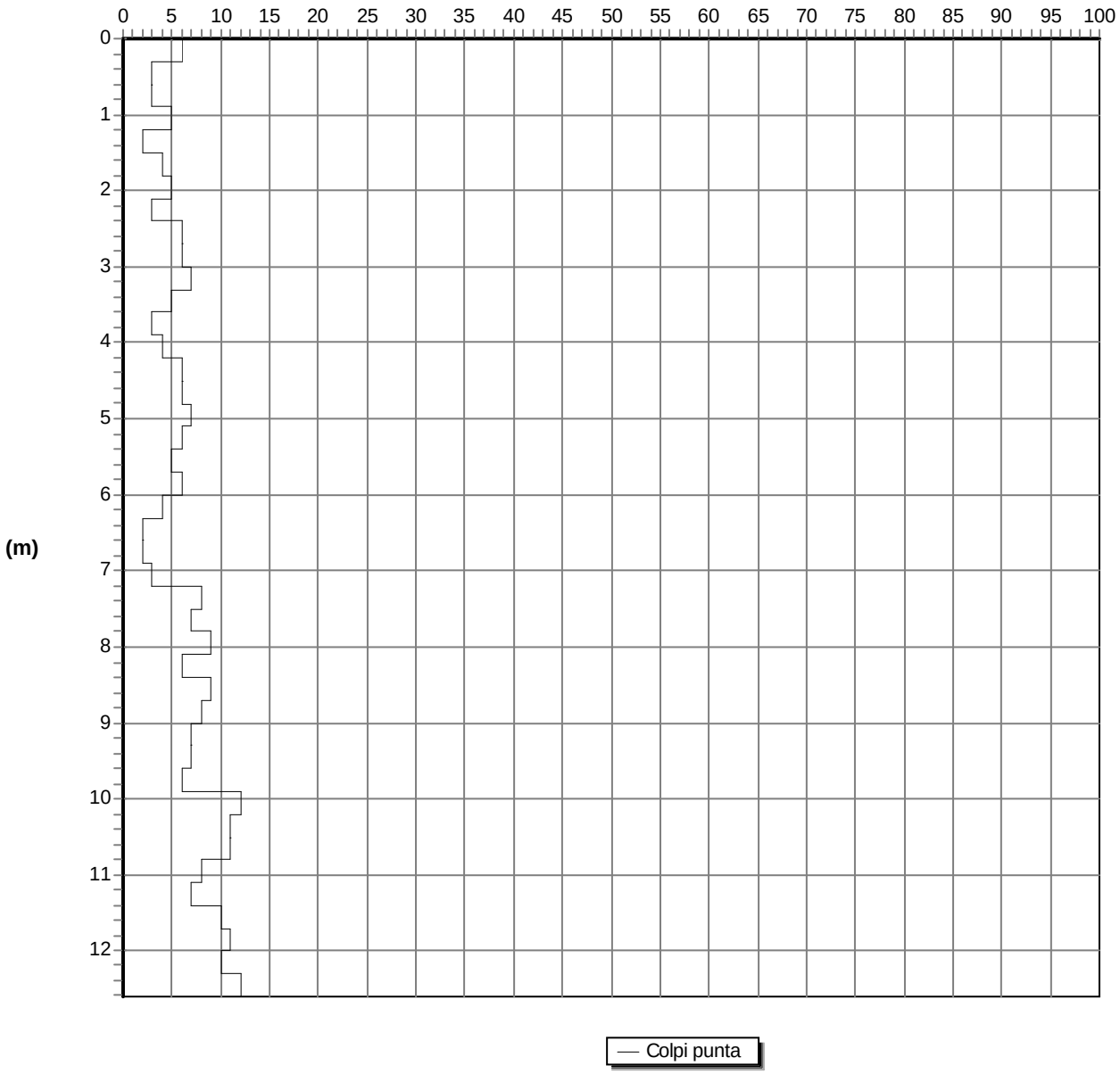
Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P6

Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): 6,0



Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P6

Tabulato della prova

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
0,3	6	
0,6	3	
0,9	3	
1,2	5	
1,5	2	
1,8	4	
2,1	5	
2,4	3	
2,7	6	
3	6	
3,3	7	
3,6	5	
3,9	3	
4,2	4	
4,5	6	
4,8	6	
5,1	7	
5,4	6	
5,7	5	
6	6	
6,3	4	
6,6	2	
6,9	2	
7,2	3	
7,5	8	
7,8	7	
8,1	9	
8,4	6	
8,7	9	
9	8	
9,3	7	
9,6	7	
9,9	6	
10,2	12	
10,5	11	
10,8	11	
11,1	8	
11,4	7	
11,7	10	
12	11	

Profondità (m)	*N. colpi della punta misurato*	*N.colpi del rivestimento*
12,3	10	
12,6	12	

Committente: Mondobrico

Località: Pavia via Pollak

Data: Gennaio 2016 Attrezzatura: Penetrometro Pagani

Note:

Quota(m): p.c. Sigla: \P6

Parametri geotecnici

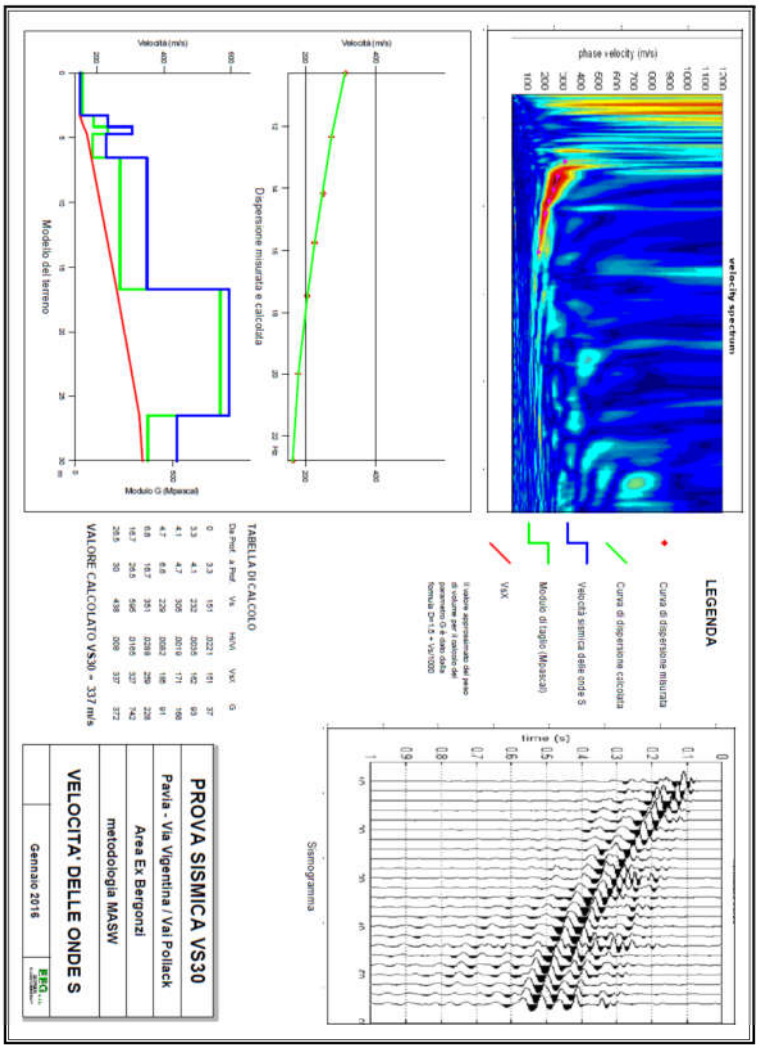
Profondità base strato(m)	*Nspt medio equivalente*	*Descrizione litologica dello strato*	*Velocità onde S (m/s)*	*Rapporto Tau/Sigma*	*Angolo d'attrito(°)*	*Peso di volume naturale (t/mc)*	*Densità relativa %*	*Modulo di Young (kg/cmq)*	*Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)*	*Coesione non drenata (kg/cmq)*	*Mod.edom. coesivi (kg/cmq)*	*O. C. R.*	*Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)*	*Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)*
0,3	6	Sabbia sciolta	68	0,19	24	2,1	78	134	43				237	0,03
0,6	3	Sabbia molto sciolta	75	0,08	22	1,86	41	56	21				155	0,09
0,9	3	Sabbia molto sciolta	83	0,07	22	1,83	36	56	21				155	0,15
1,2	5	Sabbia sciolta	97	0,1	24	1,87	43	106	36				212	0,2
1,5	2	Sabbia molto sciolta	87	0,04	20	1,78	26	35	14				121	0,26
1,8	4	Sabbia sciolta	102	0,07	23	1,83	35	80	28				185	0,31
2,1	5	Sabbia sciolta	110	0,09	24	1,84	37	106	36				212	0,37
2,4	3	Sabbia molto sciolta	104	0,05	22	1,79	28	56	21				155	0,42
2,7	6	Sabbia sciolta	120	0,09	24	1,84	38	134	43				237	0,47
3	6	Sabbia sciolta	122	0,09	24	1,84	37	134	43				237	0,53
3,3	7	Sabbia sciolta	128	0,1	25	1,85	39	165	50				261	0,59

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
3,6	5	Sabbia sciolta	123	0,07	24	1,81	32	106	36				212	0,64
3,9	3	Sabbia molto sciolta	115	0,04	22	1,77	24	56	21				155	0,69
4,2	4	Sabbia sciolta	122	0,05	23	1,79	28	80	28				185	0,75
4,5	6	Sabbia sciolta	133	0,07	24	1,81	33	134	43				237	0,8
4,8	6	Sabbia sciolta	135	0,07	24	1,81	33	134	43				237	0,86
5,1	7	Sabbia sciolta	140	0,08	25	1,83	35	165	50				261	0,91
5,4	6	Sabbia sciolta	138	0,07	24	1,81	32	134	43				237	0,96
5,7	5	Sabbia sciolta	135	0,05	24	1,79	29	106	36				212	1,02
6	6	Sabbia sciolta	141	0,06	24	1,8	31	134	43				237	1,07
6,3	4	Sabbia sciolta	133	0,04	23	1,98	25	80	28				185	1,11
6,6	2	Sabbia molto sciolta	119	0,02	20	1,95	18	35	14				121	1,14
6,9	2	Sabbia molto sciolta	120	0,02	20	1,95	18	35	14				121	1,17
7,2	3	Sabbia molto sciolta	130	0,03	22	1,96	21	56	21				155	1,2
7,5	8	Sabbia sciolta	155	0,08	26	2,02	35	198	57				283	1,23
7,8	7	Sabbia sciolta	153	0,07	25	2	32	165	50				261	1,26
8,1	9	Sabbia sciolta	161	0,09	27	2,02	36	233	64				304	1,29
8,4	6	Sabbia sciolta	151	0,06	24	1,99	29	134	43				237	1,32
8,7	9	Sabbia sciolta	163	0,08	27	2,02	36	233	64				304	1,35
9	8	Sabbia sciolta	161	0,07	26	2,01	34	198	57				283	1,38
9,3	7	Sabbia sciolta	158	0,06	25	2	31	165	50				261	1,41
9,6	7	Sabbia sciolta	159	0,06	25	2	31	165	50				261	1,44

Profondità base strato(m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica dello strato	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau/Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume naturale (t/mc)	Densità relativa %	Modulo di Young (kg/cmq)	Modulo edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Mod.edom. coesivi (kg/cmq)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kg/cmq)	Pres.eff. a metà strato (kg/cmq)
9,9	6	Sabbia sciolta	156	0,05	24	1,99	29	134	43				237	1,47
10,2	12	Sabbia compatta	177	0,1	28	2,04	40	351	85				363	1,5
10,5	11	Sabbia compatta	175	0,09	28	2,03	38	310	78				344	1,53
10,8	11	Sabbia compatta	176	0,09	28	2,03	38	310	78				344	1,56
11,1	8	Sabbia sciolta	168	0,07	26	2	32	198	57				283	1,59
11,4	7	Sabbia sciolta	165	0,06	25	2	30	165	50				261	1,62
11,7	10	Sabbia compatta	176	0,08	27	2,02	36	270	71				324	1,65
12	11	Sabbia compatta	180	0,09	28	2,03	38	310	78				344	1,69
12,3	10	Sabbia compatta	178	0,08	27	2,02	36	270	71				324	1,72
12,6	12	Sabbia compatta	185	0,09	28	2,03	39	351	85				363	1,75

Profondità della falda (m): 6,0

ALLEGATO 8 – INDAGINE GEOFISICA – MASW



Regione Lombardia

MODULO 9

DICHIARAZIONE / ASSEVERAZIONE DEL GEOLOGO
DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOLOGICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PUNTO 6.2.1 DELLE N.T.C. DM 14/01/08 e/o DALLA D.G.R. IX 2616/2011

Il sottoscritto FILIPPO RIZZO
iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione LOMBARDIA n. AP 1167 incaricato in data GENNAIO 2013 da ING. FUGGINI
per conto di MONDOBELLO S.R.L.
di redigere la relazione geologica relativa al seguente intervento Intervento edilizio per la costruzione di una rappresentanza commerciale in adiacenza a via POLLAK angolo VIA VICENTINA a PAVIA

eseguito in Comune di PAVIA Località
Via POLLAK angolo VIA VICENTINA n° CAP
Comune Catastale Foglio n. Mappale o Particella

consapevole che in caso di dichiarazione mendace sarà punito ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'art. 76 del succitato D.P.R. 445/2000 e che, inoltre, qualora dal controllo effettuato emerga la non veridicità del contenuto di taluna delle dichiarazioni rese, decadranno i benefici conseguenti al provvedimento eventualmente emanato sulla base della dichiarazione non veritiera (art. 75 D.P.R. 445/2000),

DICHIARA

A. che la relazione geologica in oggetto è stata redatta ai sensi di:

- ☐ D.M. 14 gennaio 2008 (N.T.C. p.to 6.2.1)
- ☒ D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011 e D.M. 14 gennaio 2008 (N.T.C. p.to 6.2.1)
- ☐ D.M. 14 gennaio 2008 (N.T.C. p.to 6.2.1), recependo quanto contenuto in una relazione geologica già depositata, redatta ai sensi della D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011 per il rilascio del titolo abilitativo relativo all'intervento in questione

B. che, ai sensi dello studio geologico comunale redatto in attuazione dell'art. 57 comma 1 della L.R. 12/2005, le caratteristiche geologiche del sito di intervento sono:

1. *SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE PSL 1 LIV – DGR IX 2616/2011 all. 5 p.to 2.1*

- ☐ Z1 Instabilità dei versanti
- ☐ Z2a Cedimenti
- ☐ Z2b Liquefazione
- ☐ Z3 Amplificazione topografica
- ☒ Z4 Amplificazione Stratigrafica
- ☐ Z5 Comportamenti differenziali
- ☐ Nessuno scenario

1.1 VERIFICA SISMICA DI SECONDO LIVELLO PSL 2 LIV – DGR IX 2616/2011 all. 5 p.to 2.2

- [x] Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) > Soglia comunale (FAS)*
- [ ] Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) <= Soglia comunale (FAS)*
- [ ] Analisi di secondo livello non effettuata

* *tenuto conto delle tolleranze ammesse nell'Allegato 5 della D.G.R. IX/2616/2011*

2. *CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA – DGR IX 2616/2011 p.to 3.1*

- [ ] 1 senza particolari limitazioni
- [x] 2 con modeste limitazioni
- [ ] 3 con consistenti limitazioni
- [ ] 4 con gravi limitazioni

2.1 TIPO DI LIMITAZIONE ALLA FATTIBILITA' GEOLOGICA – DGR IX 2616/2011 p.to 3.2

- [ ] a) Instabilità dei versanti dal punto di vista statico
- [ ] b) Vulnerabilità idrogeologica
- [ ] c) Vulnerabilità idraulica
- [ ] d) Scadenti caratteristiche geotecniche
- [x] nessuna particolare limitazione

DICHIARA INOLTRE

C. di aver seguito tutte le prescrizioni previsti dalle norme geologiche di piano vigenti riportate nel piano delle regole del PGT del Comune di ..... PAVIA .....

D. di aver eseguito ai sensi degli allegati alla DGR IX/2616 del 30 novembre 2011:

- [ ] Approfondimento relativo all'instabilità dei versanti dal punto di vista statico (App1)
- [ ] Approfondimento relativo alla vulnerabilità idrogeologica (App2)
- [ ] Approfondimento relativo alla vulnerabilità idraulica (App3)
- [ ] Approfondimento relativo alle scadenti caratteristiche geotecniche (App4)
- [x] Approfondimento relativo agli aspetti sismici (App5), la cui tipologia e grado sono dettagliatamente descritte nelle successive schede
- [ ] Nessun particolare approfondimento

E. di aver redatto il modello geologico del sito sulla base di:

- [ ] indagini appositamente eseguite nel sito d'interesse o nel suo immediato intorno, del tipo ..... 6 PROVE PENETROMETRICHE .....
  ..... 1 MASW .....
  .....
- [ ] indagini pregresse, la cui estendibilità al sito d'interesse è stata adeguatamente motivata in relazione, del tipo .....
  .....
  .....

F. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico attraverso:
- ☐ analisi di risposta sismica locale
- ☒ procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo, di cui al punto 3.2.2 delle NTC, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione :

  ○ A ○ B ☒ C ○ D ○ E

  mediante la seguente tipologia d'indagine MASW
  la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione

G. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo topografico attraverso:
- ☐ analisi di risposta sismica locale
- ☐ procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica, di cui al punto 3.2.2 delle NTC, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione:

  ☒ T1 ○ T2 ○ T3 ○ T4

  mediante analisi morfologica condotta su base topografica a scala 1:10000
  la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione

H. di aver adeguatamente considerato la sicurezza nei confronti del fenomeno della liquefazione, mediante:
- ☒ esclusione della verifica (punto 7.11.3.4.2 NTC), opportunamente motivata in relazione
- ☐ verifica di stabilità (punto 7.11.3.4.3 NTC) mediante la seguente metodologia .....

I. che l'intervento previsto risulta fattibile e compatibile con l'assetto geologico del sito:
- ☒ senza esecuzione di opere e/o interventi specifici per la mitigazione del rischio
- ☐ previa esecuzione di opere e/o accorgimenti costruttivi da eseguirsi durante i lavori relativi all'intervento in oggetto
- ☐ previa esecuzione di specifiche opere e/o interventi per la mitigazione del rischio da eseguirsi prima dei lavori relativi all'intervento in oggetto; in relazione a questo si specifica che tali lavori:
  - ☐ non sono stati eseguiti o sono stati eseguiti solo parzialmente
  - ☐ sono stati eseguiti nel rispetto delle prescrizioni contenute nello studio specifico e con il quale risultano compatibili

ASSEVERA

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale e regionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti.
Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti di cui all'art. 10 della legge 675/96 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

Data 14/2/17

IL GEOLOGO

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
Dr. Geologo FILIPPO RIZZO n. 1167

(timbro e firma)

MODULO 9: Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) – INSTABILITA' Nel caso di scenari PSL di tipo Z1a, Z1b e Z1c (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. IX/2616) per tipologia di frane in terra			
	1° grado	2° grado	3° grado
Conoscenze minime obbligatorie al 1° grado di approfondimento	☐ Modello geologico del sito ☐ Classificazione USCS dei materiali ☐ Modello geotecnico del sito		
Verifiche e modellazioni al 1° grado di approfondimento	☐ Analisi all'equilibrio limite in condizioni statiche (FS) e pseudo-statiche (FS_{PS})		
Risultati al 1° grado di approfondimento	☐ $FS_{PS} \geq 1.3$ **Fine approfondimento** **SITO STABILE**	☐ $1.1 \leq FS_{PS} < 1.3$ Obbligo del 2° grado di approfondimento	☐ $FS_{PS} < 1.1$ Obbligo del 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 2° grado di approfondimento		☐ Prove in sito per determinazione indiretta dei parametri di resistenza	
Verifiche e modellazioni al 2° grado di approfondimento		☐ Stima dello spostamento atteso mediante relazioni empiriche disponibili in letteratura opportunamente scelte e motivate	
Risultati al 2° grado di approfondimento		☐ Spostamento ≤ 2 cm **Fine approfondimento** **SITO STABILE**	☐ Spostamento > 2 cm Obbligo del 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 3° grado di approfondimento			☐ Rilievo topografico di dettaglio ☐ Indagine di sismica rifrazione ☐ Indagini in sito di tipo diretto tramite sondaggio/i a carotaggio continuo ☐ Prove in foro ☐ Prove di laboratorio su campioni indisturbati
Verifiche e modellazioni al 3° grado di approfondimento			☐ Analisi dinamiche semplificate (metodo degli spostamenti)
Risultati al 3° grado di approfondimento			☐ Spostamento ≤ 5 cm **Fine approfondimento** **SITO STABILE** ☐ Spostamento > 5 e ≤ 15 cm **Verifica DI AMMISSIBILITA' DELLO SPOSTAMENTO** ☐ Spostamento > 15 cm **OPERE DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO**
☐ Eventuali verifiche di stabilità con metodi avanzati di analisi dinamica (da non intendere come sostitutivi dei metodi precedenti)			

MODULO 9: Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) – LIQUEFAZIONE

Nel caso di scenari PSL di tipo Z2b (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. IX/2616) soggetti a fenomeni di liquefazione

	1° grado	2° grado	3° grado
Conoscenze minime obbligatorie al 1° grado di approfondimento	☒ Valore di Magnitudo massima attesa ☐ Valore di a_{max} in superficie ☒ Soggiacenza della falda ☐ Curva granulometrica e valori di resistenza penetrometrica normalizzata negli orizzonti non coesivi saturi presenti entro il volume significativo di sottosuolo		
Verifiche e modellazioni al 1° grado di approfondimento	☒ Valutazione dei requisiti per l'esclusione della verifica di sicurezza alla liquefazione		
Risultati al 1° grado di approfondimento	☒ Assenza dei fattori scatenanti e/o predisponenti **Fine approfondimento** **SITO STABILE**	☐ Presenza dei fattori scatenanti e predisponenti Obbligo del 2° grado di approfondimento	
Indagini integrative minime obbligatorie al 2° grado di approfondimento		☐ Prove in sito per la determinazione indiretta del parametro di resistenza ciclica CRR ☐ Determinazione sperimentale della frazione di fine FC alle profondità di analisi	
Verifiche e modellazioni al 2° grado di approfondimento		☐ Stima del coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FL) tramite applicazione puntuale di metodi storico-empirici ad almeno 3 diverse profondità ritenute significative	
Risultati al 2° grado di approfondimento		☐ $FL \geq 1.0$ (per tutti i punti d'analisi) **Fine approfondimento** **SITO STABILE**	☐ $FL < 1.0$ (per almeno un punto d'analisi) Obbligo del 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 3° grado di approfondimento			☐ Prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTe) o piezocono (CPTu)
Verifiche e modellazioni al 3° grado di approfondimento			☐ Stima dell'andamento del coefficiente di sicurezza alla liquefazione con la profondità tramite applicazione di metodi storico-empirici e calcolo del potenziale di liquefazione I_L valido per una profondità critica almeno pari al volume significativo di sottosuolo
Risultati al 3° grado di approfondimento			☐ $I_L \leq 2.0$ **Fine approfondimento** **SITO STABILE** ☐ $2.0 < I_L \leq 5.0$ **Verifica DI AMMISSIBILITA' DEL CEDIMENTO ATTESO STIMATO** ☐ $I_L > 5.0$ **OPERE DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO**

☐ Eventuali verifiche di sicurezza con metodi avanzati di analisi dinamica (da non intendere come sostitutivi dei metodi precedenti)

MODULO 9: Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) – AMPLIFICAZIONE

Nel caso di scenari PSL di tipo Z3, Z4 e relativi sottotipi (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. IX/2616), qualora l'analisi sismica di II° livello non fosse stata eseguita nel sito d'indagine, sebbene obbligatoria, o fosse stata eseguita ma il fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) risulti maggiore del valore di soglia comunale (FAS), *previo specifica tolleranza ammessa dalla normativa regionale (Allegato 5 D.G.R. IX/2616); tali approfondimenti saranno da prevedere anche nel caso dello scenario PSL di tipo Z5 (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. IX/2616)

	1° grado	2° grado	3° grado
Conoscenze minime obbligatorie al 1° grado di approfondimento	☒ Modello sismo-stratigrafico del sito		
Verifiche e modellazioni al 1° grado di approfondimento	☐ Analisi di II° livello ai sensi dell'Allegato 5 DGR IX/2616 applicata al sito oggetto di intervento, previa verifica dei requisiti di applicabilità, ovvero: 1- Assenza di fenomeni 2D legati alla risonanza di bacino 2- Assenza di inversioni di velocità significative 3- Contrasti di impedenza sismica < 3 4- Valori di V_{SH} > 250 m/s		
Risultati al 1° grado di approfondimento	☒ FAC ≤ FAS* **Fine approfondimento** Compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo corrispondente al V_{S30} misurato ☐ FAC > FAS* **Fine approfondimento** Non compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo superiore a quella corrispondente al V_{S30} misurato	☐ FAC > FAS* Nel caso non siano disponibili schede di II° livello valide per la situazione investigata o nel caso si voglia aumentare il grado di accuratezza delle previsioni 2° grado di approfondimento	☐ Non applicabilità dell'analisi di II° livello Obbligo del 3° grado di approfondimento Oppure nel caso ☐ FAC > FAS* e nel caso si scelga di NON utilizzare la Categoria di Sottosuolo superiore a quella corrispondente al V_{S30} misurato 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 2° grado di approfondimento		☐ Indagine sismica di tipo MASW e/o rifrazione onde SH	
Verifiche e modellazioni al 2° grado di approfondimento		☐ Verifica ed integrazione del modello geofisico del sottosuolo e analisi numeriche, utilizzando gli accelerogrammi di input regionali e calcolo di FAC	
Risultati al 2° grado di approfondimento		☐ FAC ≤ FAS* **Fine approfondimento** Compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo corrispondente al V_{S30} misurato ☐ FAC > FAS* **Fine approfondimento** Non compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo superiore a quella corrispondente al V_{S30} misurato	Nel caso ☐ FAC > FAS* e nel caso si scelga di NON utilizzare la Categoria di Sottosuolo superiore a quella corrispondente al V_{S30} misurato 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 3° grado di approfondimento			☐ Indagine di sismica superficiale combinata con più tecniche, compreso ARRAY2D con velocimetri ad acquisizione sincrona nei casi di substrato rigido posto a profondità maggiori di 20-30 m
Verifiche e modellazioni al 3° grado di approfondimento			☐ Analisi di risposta sismica locale con sets accelerometrici di input opportunamente selezionati (almeno due gruppi ciascuno da 7 accelerogrammi per SLV e SLD)
Risultati al 3° grado di approfondimento			☐ Spettri di risposta elastici e/o accelerogrammi calcolati al piano di fondazione **Fine approfondimento**