



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico Orientale
Porti di Trieste e Monfalcone

PROGETTO AdSP n° 1948

Banchinamento parziale del terminal Ro-Ro Noghère nel Porto di Trieste - Fase I secondo il PRP 2016, comprensivo di dragaggio del canale di servizio e di collegamento alla viabilità

PROGETTISTA:



F&M Ingegneria Spa
Via Belvedere 8/10
30035 - Mirano (VE)



SQS srl
Viale della Terza Armata 7
34123 - Trieste (TS)



HMR srl
Piazzale della Stazione 7
35131 - Padova (PD)



F&M Divisione Impianti srl
Via Belvedere 8/10
30035 - Mirano (VE)



HMR Ambinete srl
Piazzale della Stazione 7
35131 - Padova (PD)



ArcheoTest Srl
Via Vidali 5
34129 - Trieste (TS)

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Eric Marcone

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

NOME FILE: 1948_PFTE_I0_GEO_r003_02_00.doc

SCALA: -

TITOLO TAVOLA:

RELAZIONE GEOTECNICA

ELABORATO:

10_GEO_r003

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	19/05/2023	PRIMA EMISSIONE PER COMMENTI	A.A.	C.S.	T.T.



Sommario

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO DELL'AREA	3
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	4
4	INDAGINE GEOGNOSTICA	7
4.1	SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO	8
4.2	HVSR (HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO)	19
4.3	MISURE DI SISMICA ATTIVA MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)	22
5	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO	24
5.1	SINTESI DELLE PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO	33
6	MODELLO GEOTECNICO	36
6.1	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	38
6.2	VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	42

Indice delle figure

Figura 2.1 – Inquadramento dell'area di studio (campita in rosso) nella Valle di Zaule – Baia di Muggia, tramite modello 3D riprodotto in ambiente GIS con plug-in Qgis2threejs	3
Figura 3.1 – Planimetria non in scala indicante le indagini geognostiche condotte: sondaggi a carotaggio continuo e distruzione di nucleo a mare con prelievo di campioni rimaneggiati, indisturbati ed esecuzione di prove SPT, profili sismici a mare, prove geofisiche a terra.	4
Figura 3.2 – Sezione di sintesi stratigrafica tramite rappresentazione tipo SBT (Soil Behaviour Type)	5
Figura 3.3 – Sezione di sintesi geotecnica.	5
Figura 4.1 – Estratto planimetrico non in scala indicante i punti di indagine geognostica condotta a carotaggio continuo e le misure geofisiche condotte a terra.	7
Figura 4.2 – Sonda di perforazione CMV MP6 posizionata su M/B Spyros	8
Figura 4.3 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S1 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004)	13
Figura 4.4 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S2 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004)	14
Figura 4.5 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S3 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004)	15
Figura 4.6 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S4 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004)	16
Figura 4.7 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S5 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004)	17
Figura 4.8 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S6 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004)	18
Figura 4.9 – Estratto planimetrico non in scala riportante l'ubicazione delle prove HVSR eseguite.	19
Figura 4.10 – Estratto planimetrico non in scala riportante l'ubicazione delle prove MASW eseguite.	22



Figura 4.11 – Curva di dispersione prova MASW 1	23
Figura 4.12 – Inversione prova MASW 1	23
Figura 5.1 – Sezione geotecnica indicante in rosso l'ubicazione dei campioni indisturbati prelevati con campionatore a pareti sottili tipo Shelby	24
Figura 5.2 – Diagramma di Casagrande – Suddivisione cromatica dei campioni per sondaggio.	34
Figura 5.3 – Diagramma di Casagrande – Suddivisione cromatica dei campioni per profondità di prelievo.	34
Figura 6.1 – Sezione di sintesi geotecnica.	36
Figura 6.2 – Grafici risultanti dalle elaborazioni parametriche delle prove penetrometriche dinamiche SPT e delle risultanze delle prove di laboratorio geotecnico.	37
Figura 6.3 – Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T R di riferimento.	40
Figura 6.4 – Valori di progetto dei parametri a g , Fo , TC* in funzione del periodo di ritorno TR	40

Indice delle tabelle

Tabella 4-1 – Attività geognostiche in foro eseguite durante l'esecuzione dei sondaggi condotti a carotaggio continuo.....	8
Tabella 4-2 – Campioni prelevati durante la campagna di indagine geognostica.	9
Tabella 4-3 – Prove penetrometriche dinamiche eseguite durante la campagna geognostica.	11
Tabella 5-1 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S1.	28
Tabella 5-2 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S2.	29
Tabella 5-3 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S3.	30
Tabella 5-4 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S4.	31
Tabella 5-5 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S5.	31
Tabella 5-6 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S6.	32
Tabella 5-7 – Sintesi delle risultanze delle prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni indisturbati.	33
Tabella 5-8 – Sintesi delle risultanze delle prove di laboratorio geotecnico (PLT) sui campioni lapidei.	35
Tabella 6-1 – Sintesi dei parametri geotecnici.	37
Tabella 6-2 – Tabella 3.2.II del capitolo 3.2.2 “Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche” del D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per tecniche per le costruzioni”.	39



1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica relativa al progetto di fattibilità tecnico-economica degli interventi di banchinamento parziale del terminal Ro-Ro Noghere nel porto di Trieste – Fase I secondo il PRP 2016, comprensivo di dragaggio del canale di servizio e di collegamento alla viabilità, si inserisce all'interno delle opere di grande infrastrutturazione ai sensi dell'art. 5, comma 8 e 9, della L. 84/94, previste dal Piano Regolatore Portuale (PRP).

La relazione riporta la rielaborazione dei risultati della campagna di indagini geognostiche e sismiche e il modello geotecnico di riferimento.

Per la verifica delle opere geotecniche e strutturali si rimanda all'elaborato 1948_PFTE_I2_STR_r001_02 – Relazione di calcolo delle strutture.

2 INQUADRAMENTO DELL'AREA

Il banchinamento parziale in progetto è situato nel comune di Muggia in un abito planiziale della zona industriale della *Valle di Zaule*, parte orientale della Baia di Muggia.



Figura 2.1 – Inquadramento dell'area di studio (campita in rosso) nella Valle di Zaule – Baia di Muggia, tramite modello 3D riprodotto in ambiente GIS con plug-in Qgis2threejs.



3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il contesto geologico è stato dettagliato a seguito della realizzazione di:

- 6 sondaggi sia a carotaggio continuo che a distruzione di nucleo con la contestuale esecuzione di
 - 47 SPT (Standard Penetration Test)
 - 18 campioni indisturbati prelevati con campionatore tipo *Shelby*
- 2 MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)
- 4 prove HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio);
- 12 prospezioni sismiche a mare.

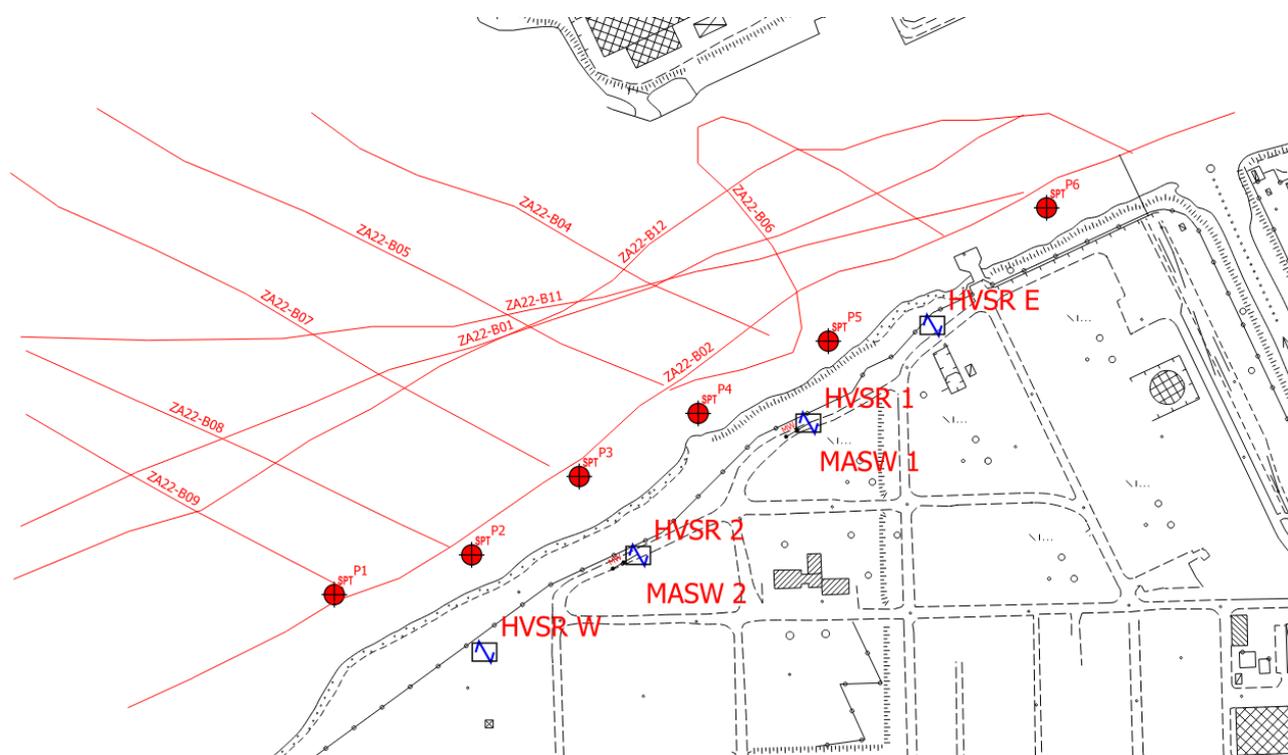


Figura 3.1 – Planimetria non in scala indicante le indagini geognostiche condotte: sondaggi a carotaggio continuo e distruzione di nucleo a mare con prelievo di campioni rimaneggiati, indisturbati ed esecuzione di prove SPT, profili sismici a mare, prove geofisiche a terra.



L'analisi delle prove geognostiche e delle risultanze delle prove di laboratorio ha consentito l'edizione del modello stratigrafico di riferimento, costruito graficamente sul principio di rappresentazione proposto per l'indice SBT (Soil Behaviour Type):

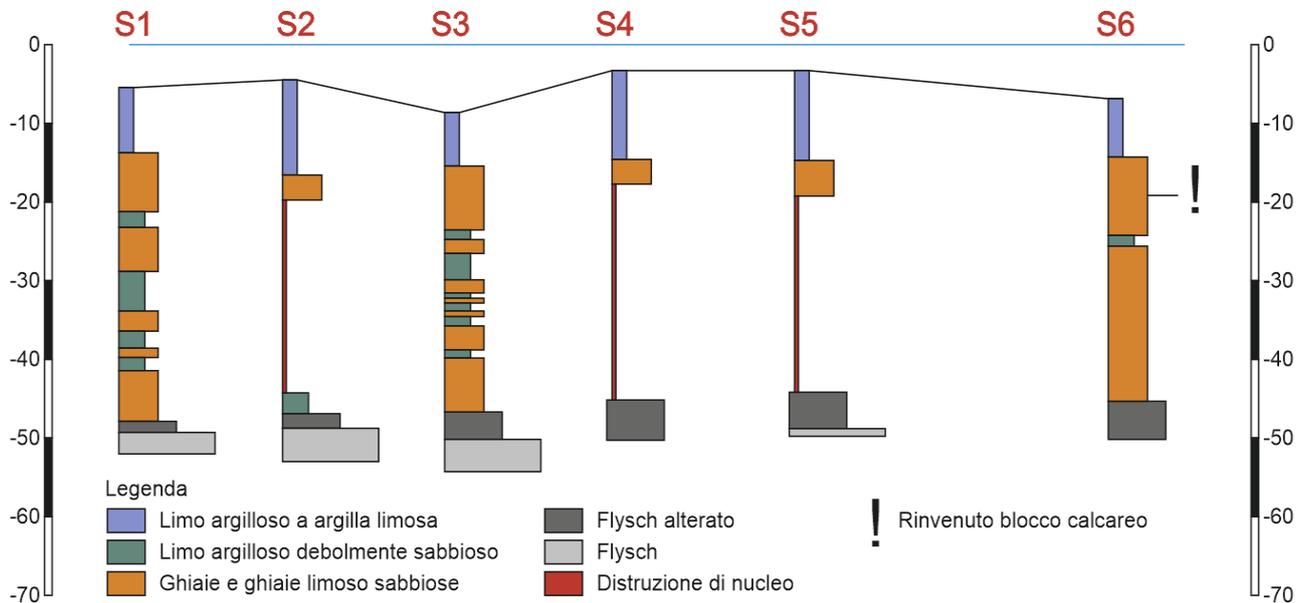


Figura 3.2 – Sezione di sintesi stratigrafica tramite rappresentazione tipo SBT (Soil Behaviour Type).

Ai fini dell'analisi quantitativa dello specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si è inteso uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Per volume significativo di terreno si è inteso la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

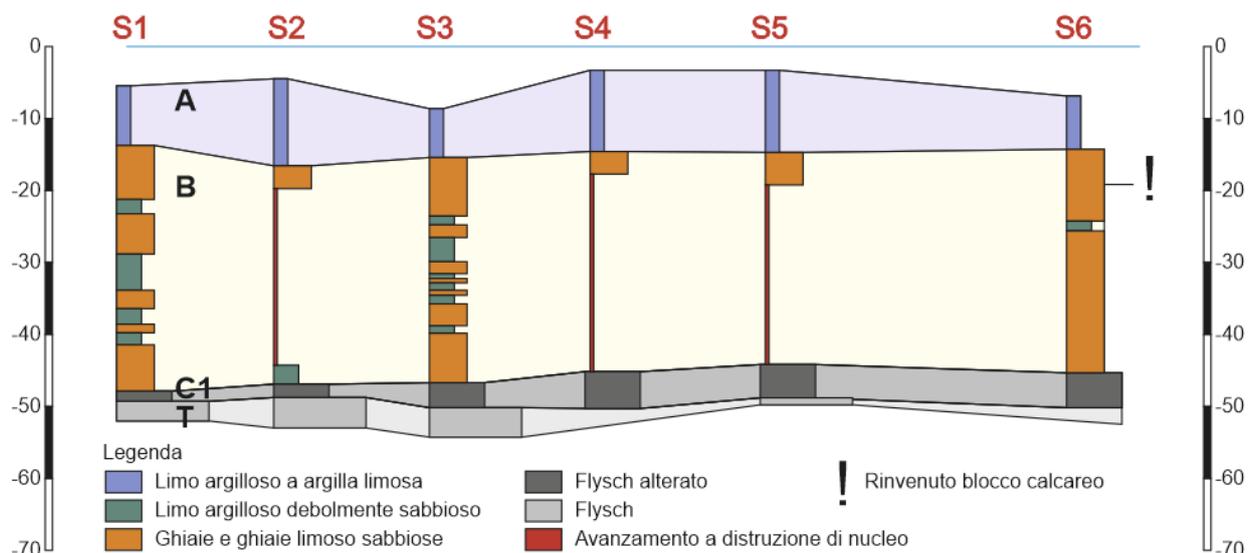


Figura 3.3 – Sezione di sintesi geotecnica.



In dettaglio, l'assetto geolitologico e litostratigrafico riconosciuto per il sito in esame è di seguito schematizzato:

1. **Limi argillosi o argille limose, debolmente sabbiose** di colore dal grigio-nero al grigio-verde con talora resti conchigliari (**A**);
2. Alternanza tra il **Complesso limoso-argilloso, debolmente sabbioso e le ghiaie**, con clasti da millimetrici a pluricentimetrici, da spigolosi a sub-arrotondati, talora in abbondante matrice limoso-sabbiosa, debolmente argillosa (**B**);
3. **Complesso C1**, riconosciuto solo nel sondaggio S3, sono terreni di copertura argilloso-sabbioso, talora limosi, propri dei fenomeni di alterazione e disgregazione dei termini più superficiali della sottostante formazione flyschoidale, caratterizzato da rari livelli arenacei centimetrici, molto alterati, di colore marrone-ocraceo e livelli marnosi argillificati di potenza decimetrica, di colore variabile da marrone-ocraceo a grigio-azzurro (C1);
4. **Flysch alterato marnoso-arenaceo (Tipo T4)** litotipo caratterizzante il basamento roccioso flyschoidale alterato marnoso-arenaceo, fratturato e decementato, con strati di marne di potenza da pluricentimetrica a decimetrica, finemente stratificate ed argillificate, con strati arenacei di potenza centimetrica, di colore grigio-azzurro (T4);
5. **Flysch integro marnoso-arenaceo (Tipo T3)** litotipo caratterizzante il basamento roccioso flyschoidale integro marnoso-arenaceo, con strati di marne di potenza da pluricentimetrica a decimetrica, finemente stratificate con talora fessurazione "a cubetti", disarticolate, con strati arenacei di potenza centimetrica, talora decimetrica, di colore da giallo-ocraceo a grigio-azzurro, talora fratturati (T3);
6. **Flysch integro arenaceo-marnoso (Tipo T2)** litotipo caratterizzante il basamento roccioso flyschoidale integro arenaceo-marnoso, con strati arenacei da pluricentimetrici a decimetrici compatti, o debolmente fratturati, di colore grigio-azzurro con screziature ocracee e strati marnosi di colore grigio-azzurro di potenza centimetrica, debolmente fratturati (T2).



4 INDAGINE GEOGNOSTICA

A seguito di accurati rilievi di superficie ed in base al quadro informativo desunto dalla consultazione del Piano Regolatore Generale del Comune e dei database tecnico - scientifici presenti nell'archivio informatico della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia il quadro geognostico conoscitivo è stato implementato con la realizzazione di:

- **6 BH:** sondaggi condotti a carotaggio continuo con il prelievo di **18 campioni indisturbati**, **13 campioni rimaneggiati** e l'esecuzione di **47 prove penetrometriche dinamiche SPT**;
- **4 HVSR:** prove geofisiche con tecnica di sismica passiva (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*);
- **2 MASW:** prove geofisiche con tecnica di sismica attiva (*Multichannel Analysis of Surface Waves*);
- **12 Prospezioni sismiche a mare.**

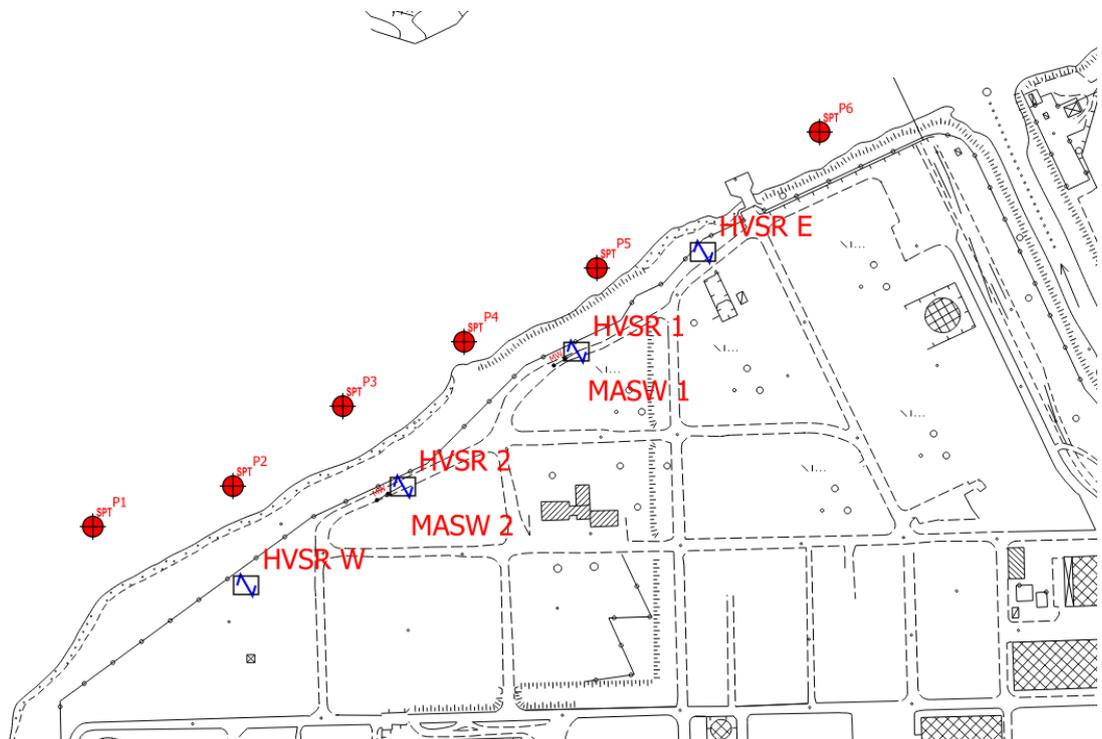


Figura 4.1 – Estratto planimetrico non in scala indicante i punti di indagine geognostica condotta a carotaggio continuo e le misure geofisiche condotte a terra.



4.1 Sondaggi a carotaggio continuo

I sondaggi sono stati eseguiti con una sonda di perforazione CMV MP6 posizionata su M/B Spyros immatricolata 2MN647.



Figura 4.2 – Sonda di perforazione CMV MP6 posizionata su M/B Spyros

Nel dettaglio durante le fasi di carotaggio sono state alternate ed eseguite le seguenti attività:

Sigla	Profondità m l.m.m.	Prove in foro	Prelievo campioni	
			Indisturbati	Rimaneggiati
S1	52.00	9 SPT	3	4
S2	52.70	2 SPT	2	3
S3	54.20	16 SPT	6	-
S4	50.20	2 SPT	2	2
S5	49.70	2 SPT	2	3
S6	50.00	16 SPT	3	1

Tabella 4-1 – Attività geognostiche in foro eseguite durante l'esecuzione dei sondaggi condotti a carotaggio continuo.



Dai sondaggi sono prelevati i seguenti campioni, successivamente sottoposti a prove di laboratorio geotecnico.

Sondaggio	Campione	Tipologia	Quota (m da f.m.)	Quota (m da l.m.)
S1	CI1	Indisturbato	3.40 ÷ 4.00	8.80 ÷ 9.40
	CI2	Indisturbato	17.30 ÷ 17.90	22.70 ÷ 23.30
	CI3	Indisturbato	25.00 ÷ 25.60	30.40 ÷ 31.00
	CR1	Rimaneggiato	43.80 ÷ 44.00	49.20 ÷ 49.40
	CR2	Rimaneggiato	44.30 ÷ 44.40	49.70 ÷ 49.80
	CR3	Rimaneggiato	45.20 ÷ 45.40	50.60 ÷ 50.80
	CR4	Rimaneggiato	46.00 ÷ 46.20	51.40 ÷ 51.60
S2	CI1	Indisturbato	3.00 ÷ 3.60	7.20 ÷ 7.80
	CI2	Indisturbato	6.00 ÷ 6.60	10.20 ÷ 10.80
	CR1	Rimaneggiato	44.50 ÷ 44.60	48.70 ÷ 48.80
	CR2	Rimaneggiato	45.30 ÷ 45.45	49.50 ÷ 49.65
	CR3	Rimaneggiato	46.90 ÷ 47.00	51.10 ÷ 51.20
S3	CI1	Indisturbato	3.30 ÷ 3.90	12.00 ÷ 12.60
	CI2	Indisturbato	4.50 ÷ 5.10	13.20 ÷ 13.80
	CI3	Indisturbato	6.00 ÷ 6.60	14.70 ÷ 15.30
	CI4	Indisturbato	15.50 ÷ 16.10	24.20 ÷ 24.80
	CI5	Indisturbato	20.60 ÷ 21.20	29.30 ÷ 29.90
	CI6	Indisturbato	24.80 ÷ 25.40	33.50 ÷ 34.10
S4	CI1	Indisturbato	2.50 ÷ 3.10	5.70 ÷ 6.30
	CI2	Indisturbato	7.00 ÷ 7.60	10.20 ÷ 10.80
	CR1	Rimaneggiato	42.00 ÷ 42.08	45.20 ÷ 45.28
	CR2	Rimaneggiato	43.30 ÷ 43.40	46.50 ÷ 46.60
S5	CI1	Indisturbato	4.50 ÷ 5.10	7.20 ÷ 7.80
	CI2	Indisturbato	6.60 ÷ 7.20	9.30 ÷ 9.90
	CR1	Rimaneggiato	41.40 ÷ 41.50	44.10 ÷ 44.20
	CR2	Rimaneggiato	46.00 ÷ 46.10	48.70 ÷ 48.80
	CR3	Rimaneggiato	46.75 ÷ 46.90	49.45 ÷ 49.60
S6	CI1	Indisturbato	2.70 ÷ 3.30	9.20 ÷ 9.80
	CI2	Indisturbato	4.40 ÷ 5.00	10.90 ÷ 11.50
	CI3	Indisturbato	7.00 ÷ 7.60	13.50 ÷ 14.10
	CR1	Rimaneggiato	42.10 ÷ 42.18	48.60 ÷ 48.68

Tabella 4-2 – Campioni prelevati durante la campagna di indagine geognostica.

Le prove sono state suddivise nei seguenti gruppi:

- A. Descrizione del campione e Prove Fisiche;**
- B. Prove meccaniche di resistenza e compressibilità/permeabilità.**



Standard Penetration Test (SPT)

La prova S.P.T. (Standard Penetration Test) è una prova puntuale eseguita nel corso della perforazione in fase di avanzamento, al fondo del foro.

E' molto nota, standardizzata sia dalla A.S.T.M. Designation 1586/11, dall'Eurocode EC7 – Geotechnical Design – Part 2: Ground investigation and testing, nonché dalle “Raccomandazioni” A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) per l'esecuzione delle indagini geotecniche (1997).

La prova consiste nell'infiggere nel terreno, alla base del sondaggio, per mezzo di un martino a sganciamento automatico del peso di kg 63,4 cadente da un'altezza di cm 75, un campionatore (vedi illustrazione).



Viene rilevato il numero di colpi N necessari per la penetrazione di tre tratti consecutivi di 15 cm. Il valore NSPT è dato dalla somma dei colpi ottenuti per il 2° e 3° tratto. La prova

viene sospesa quando il numero di colpi N, per un tratto di 15 cm, supera 50 (Rifiuto).

Sondaggio	SPT	Quota (m da f.m.)	Quota (m da l.m.m.)	N di colpi	Tipo di punta
S1	1	2.90 ÷ 3.35	8.30 ÷ 8.75	1/1/1	aperta
	2	7.50 ÷ 7.95	12.90 ÷ 13.35	20/27/43	chiusa
	3	12.30 ÷ 12.75	17.70 ÷ 18.15	3/10/27	chiusa
	4	15.20 ÷ 15.65	20.60 ÷ 21.05	15/16/17	chiusa
	5	17.90 ÷ 18.35	23.30 ÷ 23.75	17/27/23	chiusa
	6	18.80 ÷ 19.25	24.30 ÷ 24.75	10/26/25	chiusa
	7	25.60 ÷ 26.05	31.00 ÷ 31.45	3/7/9	chiusa
	8	28.10 ÷ 28.55	33.50 ÷ 33.95	7/8/10	chiusa
	9	36.00 ÷ 36.45	41.40 ÷ 41.85	14/17/17	chiusa
S2	1	13.50 ÷ 13.95	17.70 ÷ 18.15	22/39/47	chiusa
	2	15.00 ÷ 15.45	19.20 ÷ 19.65	20/26/28	chiusa
S3	1	1.50 ÷ 1.95	10.20 ÷ 10.65	0/0/0	chiusa
	2	3.90 ÷ 4.35	12.60 ÷ 13.05	0/0/0	chiusa
	3	5.10 ÷ 5.55	13.80 ÷ 14.25	0/0/0	chiusa
	4	6.60 ÷ 7.05	15.30 ÷ 15.75	17/28/23	chiusa
	5	8.00 ÷ 8.45	16.70 ÷ 17.15	15/14/19	chiusa
	6	9.50 ÷ 9.95	18.20 ÷ 18.65	12/29/R	chiusa
	7	12.00 ÷ 12.45	20.70 ÷ 21.15	12/14/17	chiusa
	8	15.00 ÷ 15.45	23.70 ÷ 24.15	4/7/10	chiusa
	9	21.20 ÷ 21.65	29.90 ÷ 30.35	6/6/8	chiusa
	10	22.50 ÷ 22.95	31.20 ÷ 31.65	20/10/4	chiusa
	11	25.40 ÷ 25.85	34.10 ÷ 34.55	19/21/11	chiusa



	12	26.50 ÷ 26.95	35.20 ÷ 35.65	7/12/14	chiusa
	13	28.50 ÷ 28.95	37.20 ÷ 37.65	12/13/18	chiusa
	14	30.00 ÷ 30.45	38.70 ÷ 39.15	10/12/14	chiusa
	15	31.50 ÷ 31.95	40.20 ÷ 40.65	14/23/25	chiusa
	16	34.50 ÷ 34.95	43.20 ÷ 43.65	30/11/7	chiusa
S4	1	13.00 ÷ 13.45	16.20 ÷ 16.65	35/R	chiusa
	2	14.50 ÷ 14.95	17.70 ÷ 18.15	22/R	chiusa
S5	1	15.00 ÷ 15.45	17.70 ÷ 18.15	21/28/30	chiusa
	2	16.50 ÷ 16.95	19.20 ÷ 19.65	36/R	chiusa
S6	1	3.30 ÷ 3.75	9.80 ÷ 10.25	0/0/0	chiusa
	2	5.00 ÷ 5.45	11.50 ÷ 11.95	0/0/0	chiusa
	3	7.60 ÷ 8.05	14.10 ÷ 14.55	19/22/21	chiusa
	4	10.60 ÷ 11.05	17.10 ÷ 17.55	27/36/24	chiusa
	5	13.60 ÷ 14.05	20.10 ÷ 20.55	21/39/37	chiusa
	6	16.10 ÷ 16.55	22.60 ÷ 23.05	11/24/30	chiusa
	7	20.00 ÷ 20.45	26.50 ÷ 26.95	20/18/14	chiusa
	8	22.60 ÷ 23.05	29.10 ÷ 29.55	32/R	chiusa
	9	23.50 ÷ 23.95	30.00 ÷ 30.45	13/28/R	chiusa
	10	26.00 ÷ 26.45	32.50 ÷ 32.95	14/12/14	chiusa
	11	28.50 ÷ 28.95	35.00 ÷ 35.45	23/33/47	chiusa
	12	30.00 ÷ 30.45	36.50 ÷ 36.95	30/46/44	chiusa
	13	32.00 ÷ 32.45	38.50 ÷ 38.95	16/14/11	chiusa
	14	34.00 ÷ 34.45	40.50 ÷ 40.95	32/45/22	chiusa
	15	36.00 ÷ 36.45	42.50 ÷ 42.95	21/15/12	chiusa
		16	38.50 ÷ 38.95	45.00 ÷ 45.45	R

Tabella 4-3 – Prove penetrometriche dinamiche eseguite durante la campagna geognostica.

Le correlazioni empiriche più recenti tra il valore NSPT, densità relativa e angolo di resistenza al taglio dei terreni granulari sono impostate con i valori della resistenza penetrometrica in termini di N60 (NSPT=N60 secondo Cestari, 1996) o di N1,60, valore normalizzato ad una pressione geostatica verticale di 1 bar tramite l'applicazione del coefficiente CN (Liao e Withman 1986)

$$N60=NSPT*CE$$

N60: Valore di NSPT corretto per una efficienza del 60% (secondo Cestari N60=NSPT)

$$CE=ER/60$$

Le energie dai vari sistemi variano dal 45% al 98%

$$N1,60= NSPT*CE*CN*CR*CB*CS$$

$$CN=(Pa/s'v)^{1/2} \text{ (Liao e Withman 1986)}$$

CN: Coefficiente normalizzazione tensione litostatica CE: Correzione rapporto energia

CS: Correzione metodo di campionamento CB: Correzione diametro foro

ER: Rendimento del sistema di battuta secondo la norma ASTM D-4633-86 CR: Correzione lunghezza aste

CN nell'applicazione pratica non può essere superiore a 2 e preferibilmente non deve essere superiore a 1.5.



La correzione CN va applicata solo per il calcolo della densità relativa e dell'angolo di resistenza a taglio, non va applicata al calcolo dei parametri non drenati e di deformabilità.; in particolare per i terreni incoerenti sono state adottate le seguenti correlazioni geotecniche:

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Angolo di Attrito

- *De Mello* - correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi con angolo di attrito $< 38^\circ$ a profondità minime di 2 m.

Densità relativa (%)

- *Gibbs & Holtz* - correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie Dr viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- *Bowles* - correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Peso di Volume

- *Meyerhof ed altri* - valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Modulo di reazione (K_o)

- *Navfac* - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- *Terzaghi-Peck* - correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.

Modulo Di Young (E_y)

- *D'Appollonia ed altri*, correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I.

Peso di Volume

- *Meyerhof ed altri*, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- *Meyerhof ed altri*.

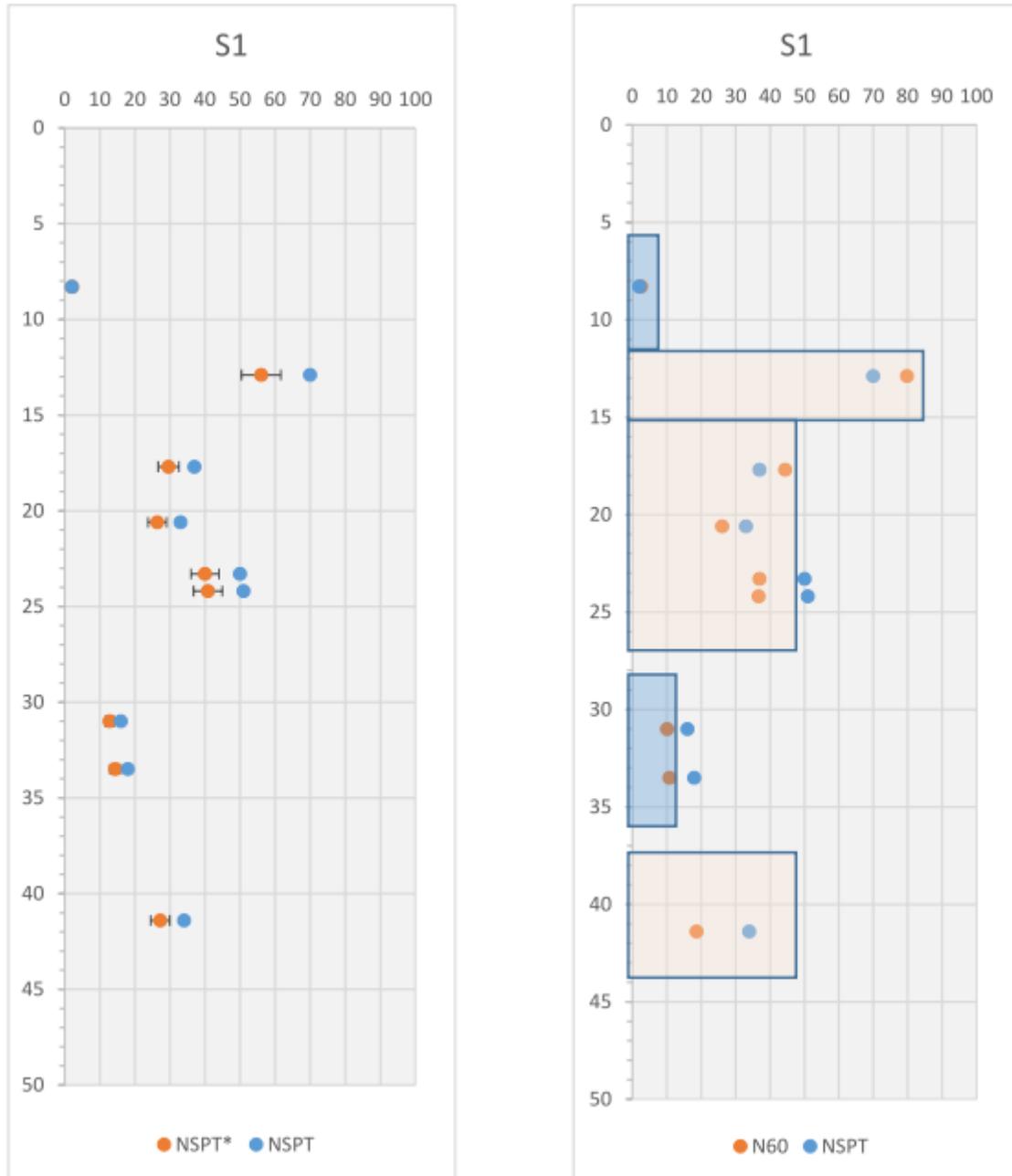


Figura 4.3 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S1 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004).

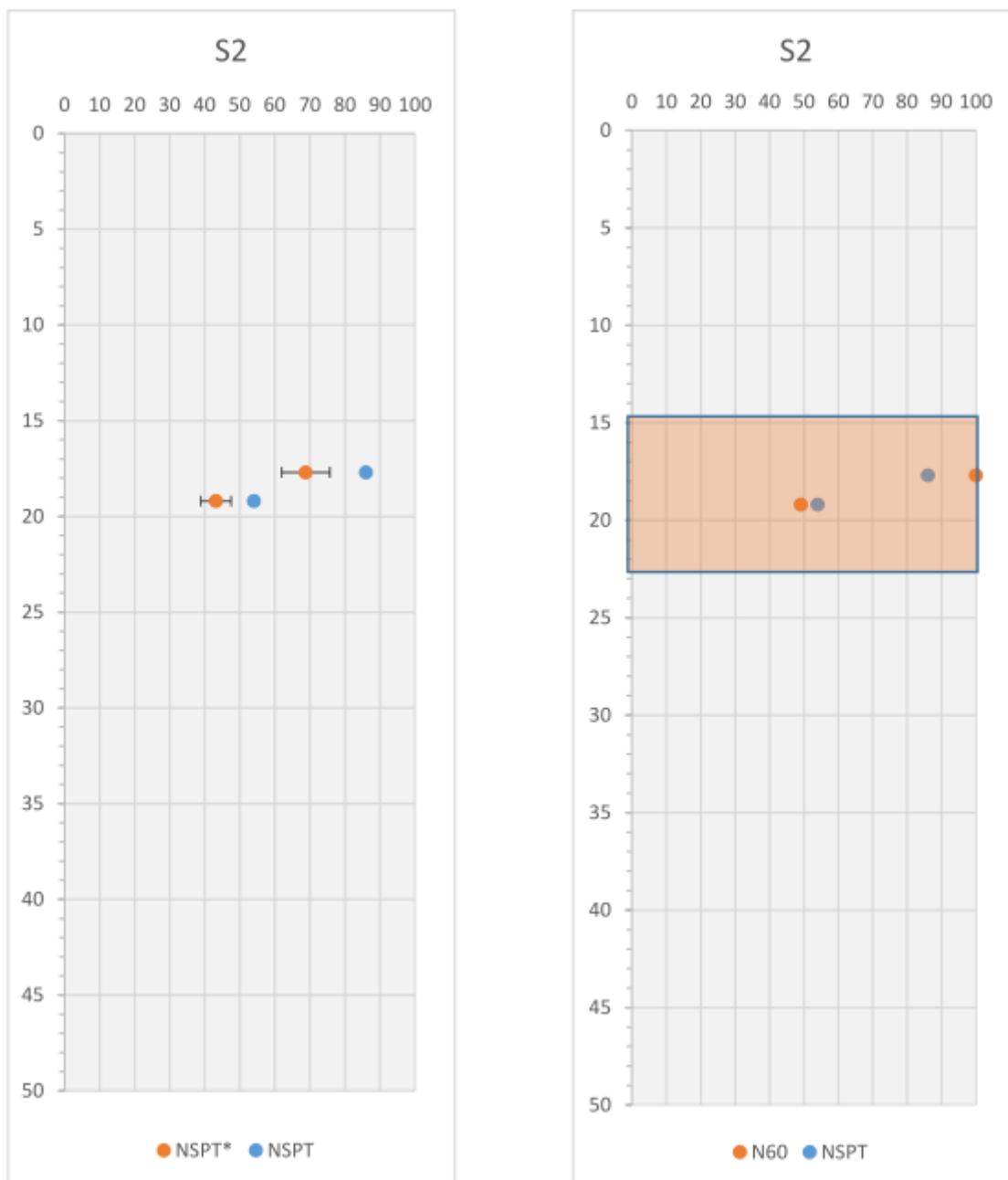


Figura 4.4 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S2 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004).

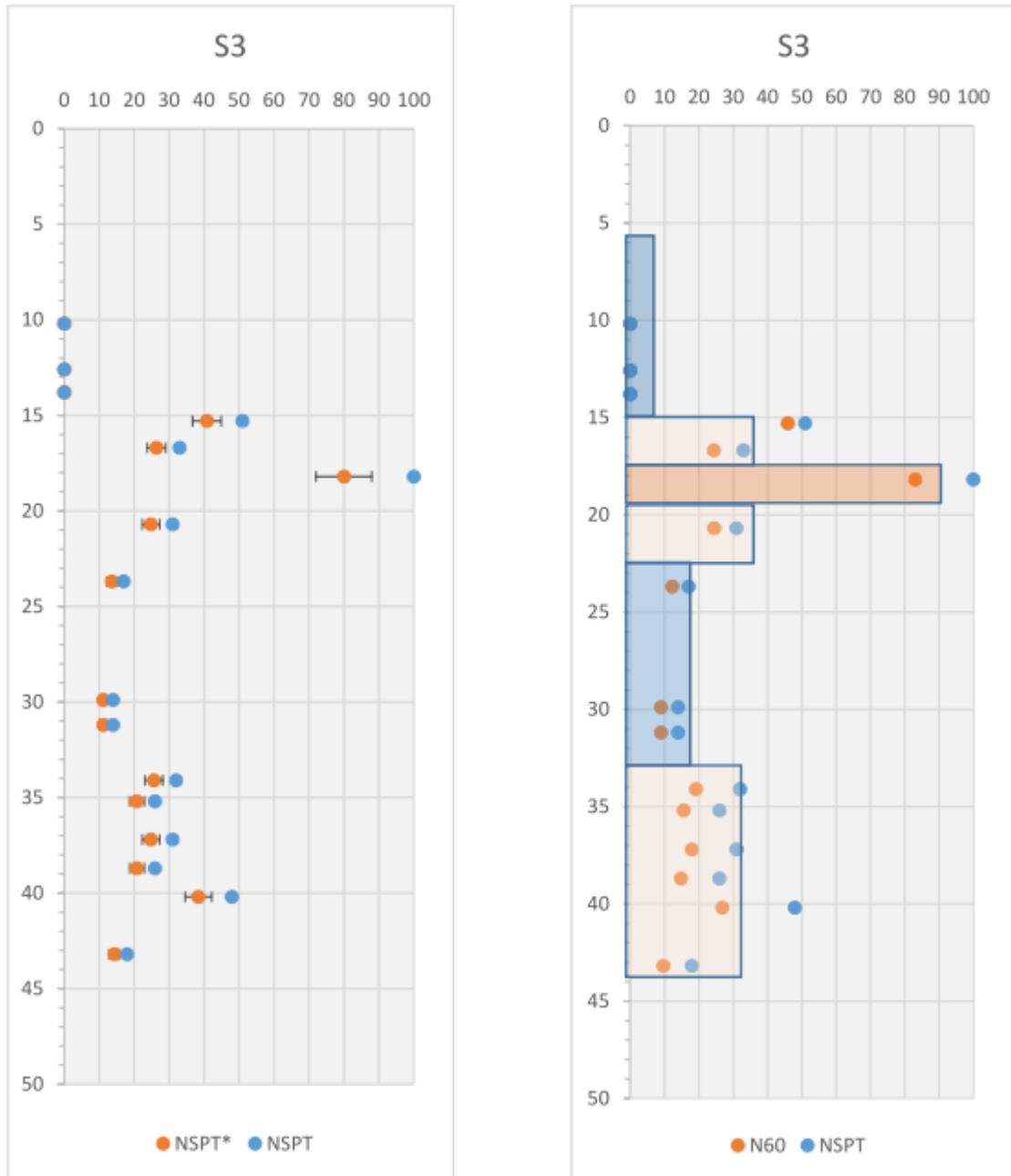


Figura 4.5 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S3 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004).

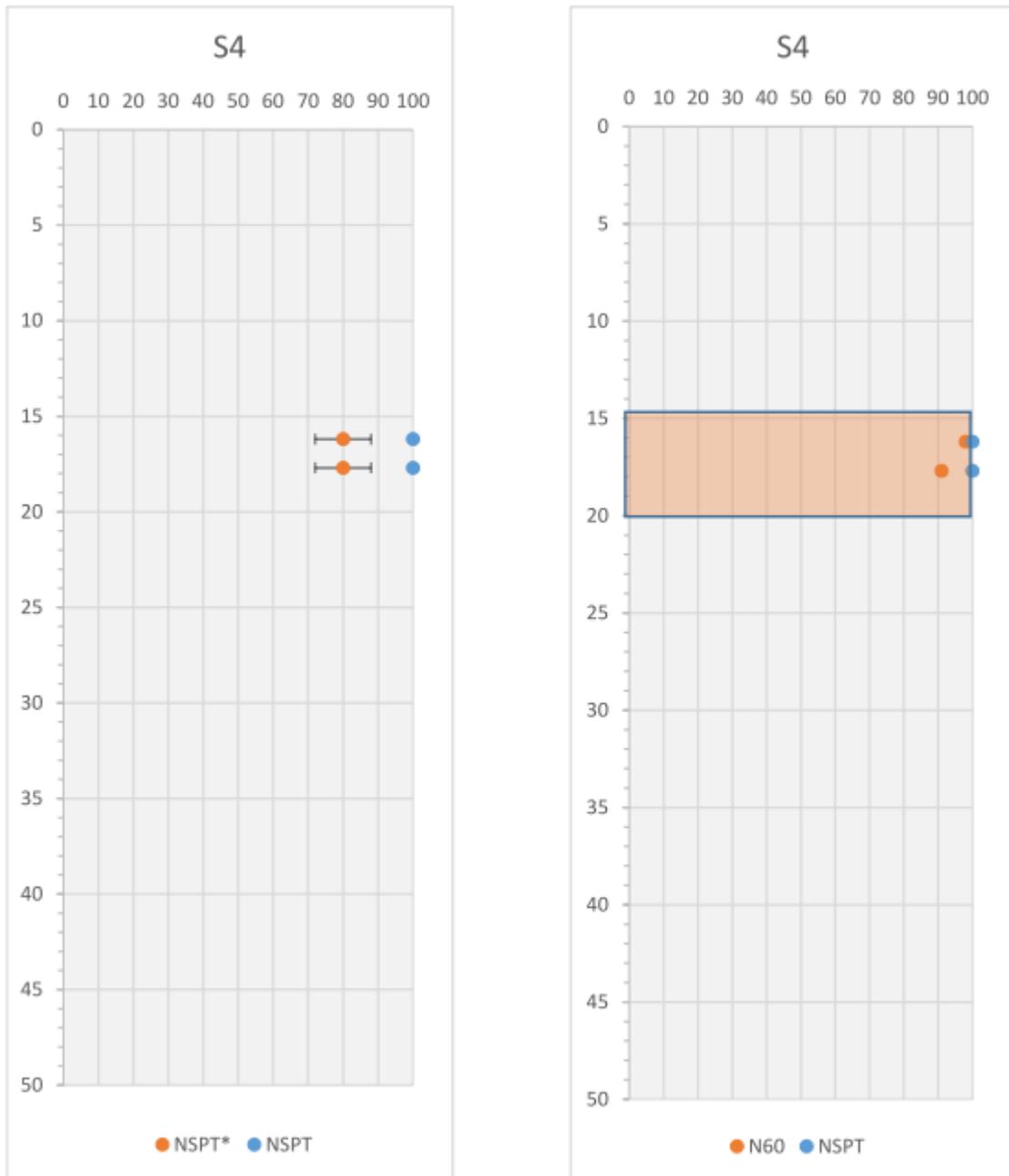


Figura 4.6 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S4 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004).

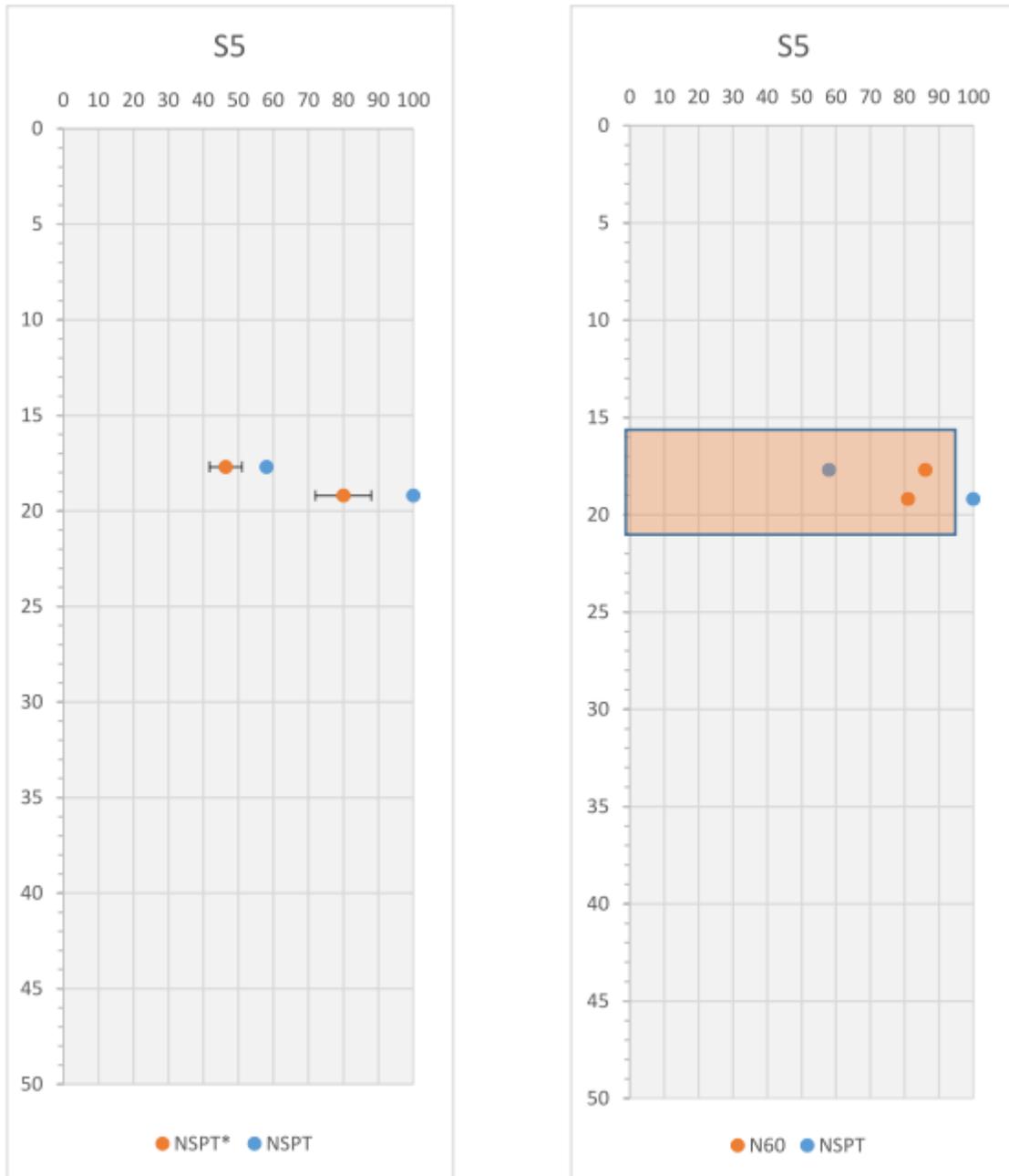


Figura 4.7 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S5 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004).

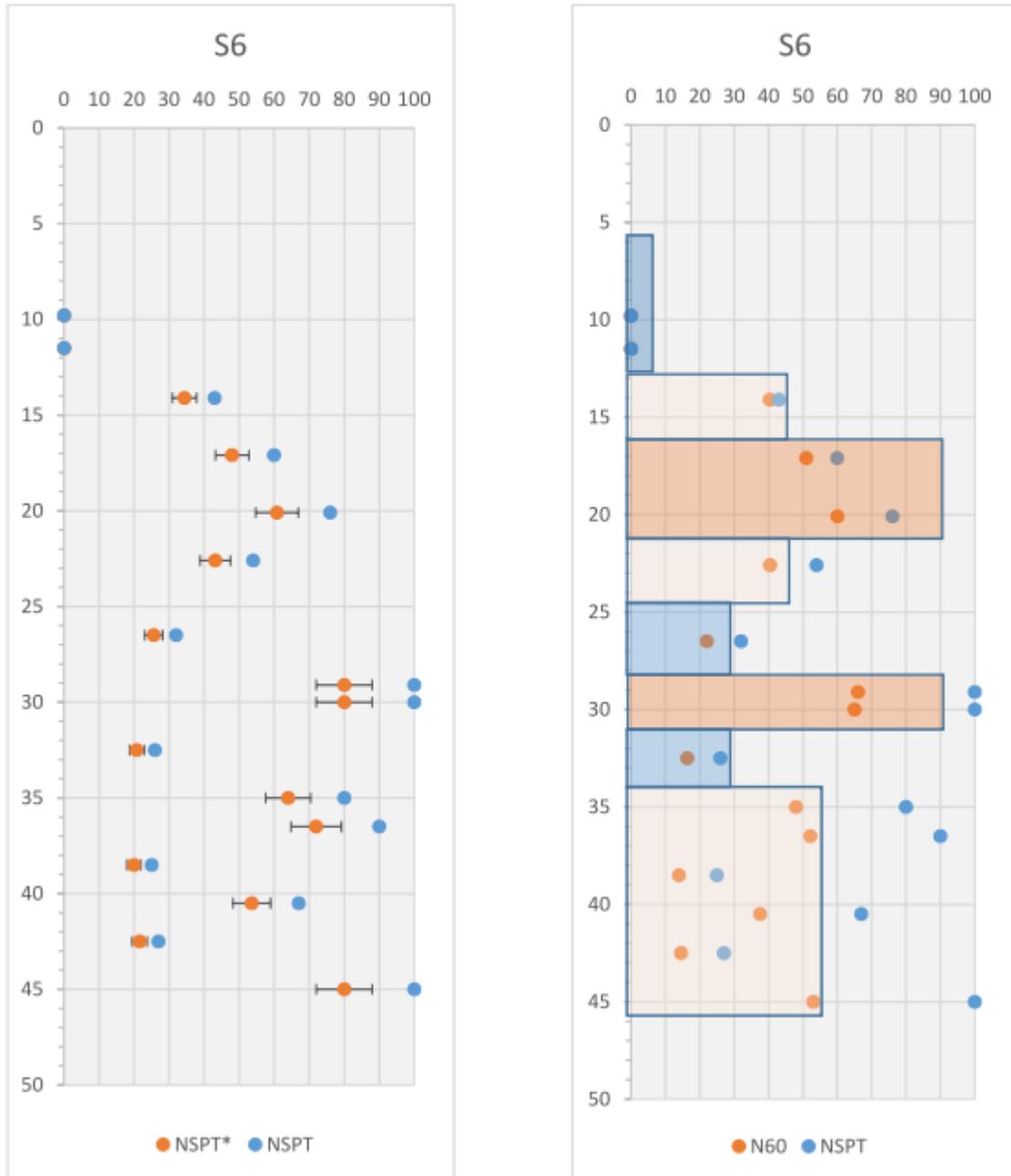


Figura 4.8 – Diagramma dei valori NSPT rilevati nel sondaggio S6 e dei valori corretti N60 (Cestari 2004).



4.2 HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)

Le **4 prove HVSR** (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) eseguite si sono basate sulla misura dei rapporti medi fra le ampiezze spettrali delle componenti orizzontali e verticali del rumore sismico ambientale misurato nelle tre direzioni ortogonali del moto.

Le frequenze di risonanza naturali corrispondono ai massimi della curva dei rapporti spettrali in funzione della frequenza, mentre l'ampiezza di questi massimi è qualitativamente proporzionale all'entità del contrasto di impedenza sismica esistente alla base della copertura.

Le prove sono state eseguite nei punti indicati nell'estratto planimetrico di seguito riportato e di cui si rimanda in allegato per una più chiara lettura.

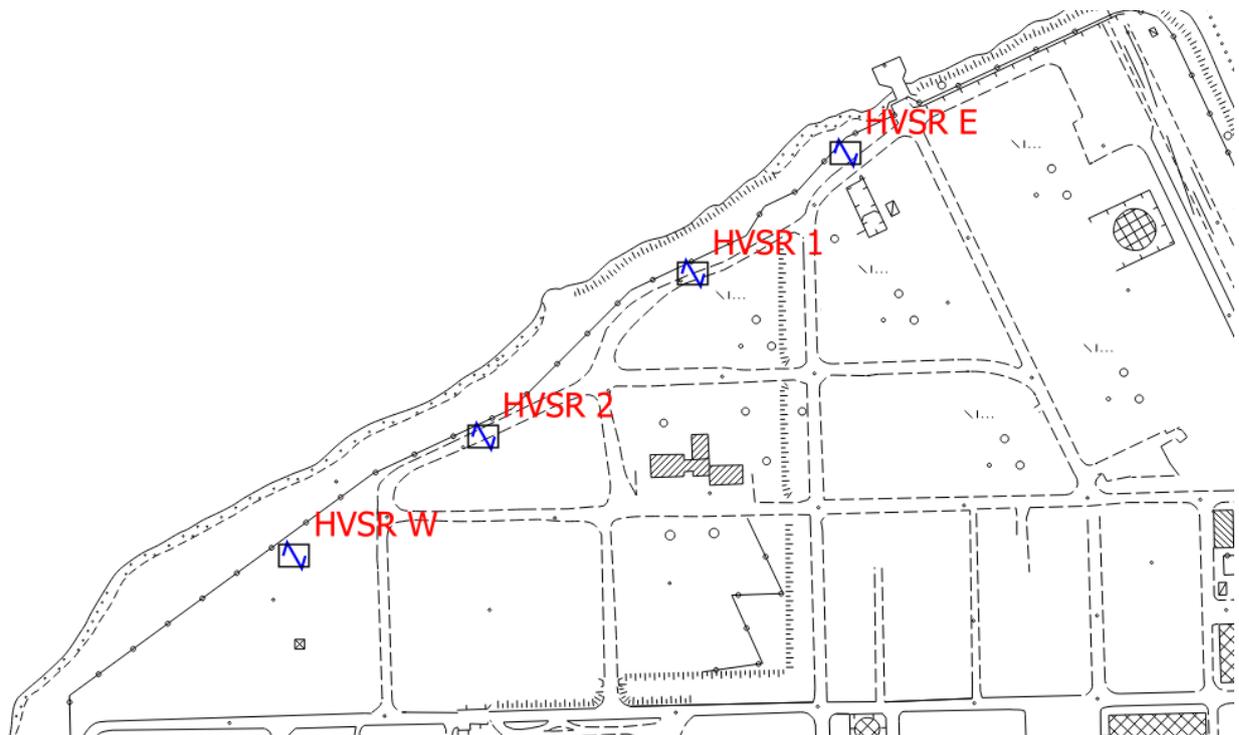


Figura 4.9 – Estratto planimetrico non in scala riportante l'ubicazione delle prove HVSR eseguite.

Per l'esecuzione delle misure è stato utilizzato un tromografo digitale a 24 bit, strumento realizzato per la misurazione del rumore sismico. Le sue ridotte dimensioni ed il modesto peso lasciano virtualmente imperturbato il campo d'onda presente nell'ambiente.

Lo strumento, basato su convertitore AD7124-8 di Analog Devices, è dotato di geofoni Senhe da 4,5 Hz aventi le seguenti caratteristiche:

Resonance frequency:	4.5 Hz +/-10%	Operating temperature:	-40°C +100°C
Coil resistance:	375 ohm +/-7.5%	Height:	36 mm
Open circuit damping:	0.6 +/-7.5%	Diameter:	25.4 mm
Voltage sensitivity:	28.8 +/-7.5% (v/m/s)	Weight:	86 g
Moving mass:	11 g		

Di seguito si riporta un estratto cartografico indicante un punto di prova e la strumentazione durante la fase di



acquisizione, mentre per la descrizione dettagliata delle singole prove si rimanda al documento di progetto "Prove geofisiche", nelle cui schede monografiche viene indicata la georeferenziazione di ogni punto acquisito, le componenti dei segnali acquisiti, i rapporti H/V relativi ad ogni singola finestra definita, la mappa della stazionarietà degli spettri, la direzionalità del rapporto H/V e il rapporto medio H/V con le relative curve di confidenza.

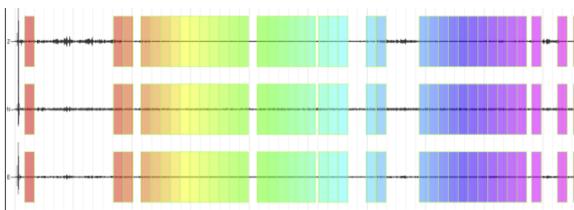
Per le elaborazioni è stato adottato il metodo di Nakamura (1989) che consente di definire i valori delle frequenze principali di risonanza dei suoli. Egli infatti ha verificato sperimentalmente che alla base dello strato superficiale, per tutte le frequenze, il rapporto tra l'ampiezza della componente orizzontale e quella verticale può essere considerato pari ad 1. Pertanto il fattore di amplificazione di sito R è dato dal rapporto spettrale $R = H/V$. Le considerazioni di carattere stratigrafico, inquadrano le risultanze della prova con le indicazioni geologiche disponibili, restituendo informazioni quali l'individuazione di modeste coperture e o eventuali zone di detensionamento superficiale per alterazione.



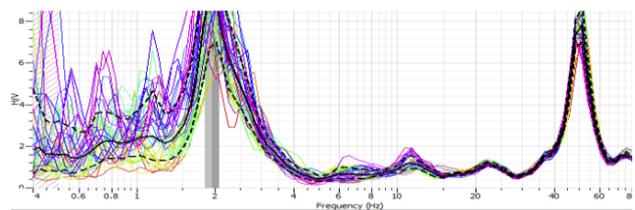
Estratto planimetrico indicante l'ubicazione delle misure HVSR



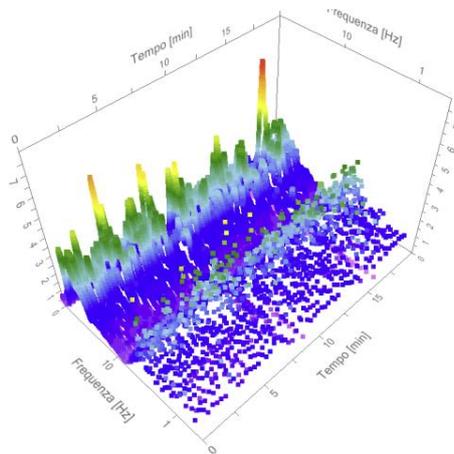
Dispositivo durante la fase di acquisizione.



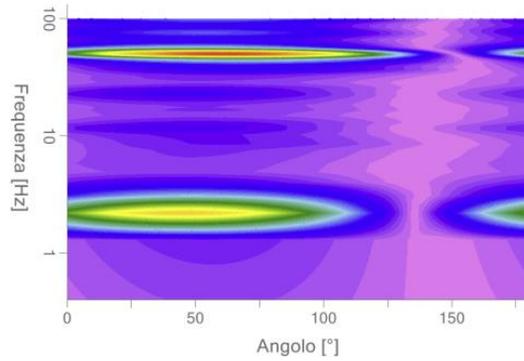
Componenti del segnale (Z: verticale, N ed E orizzontali)
con sovrapposte le finestre per l'analisi



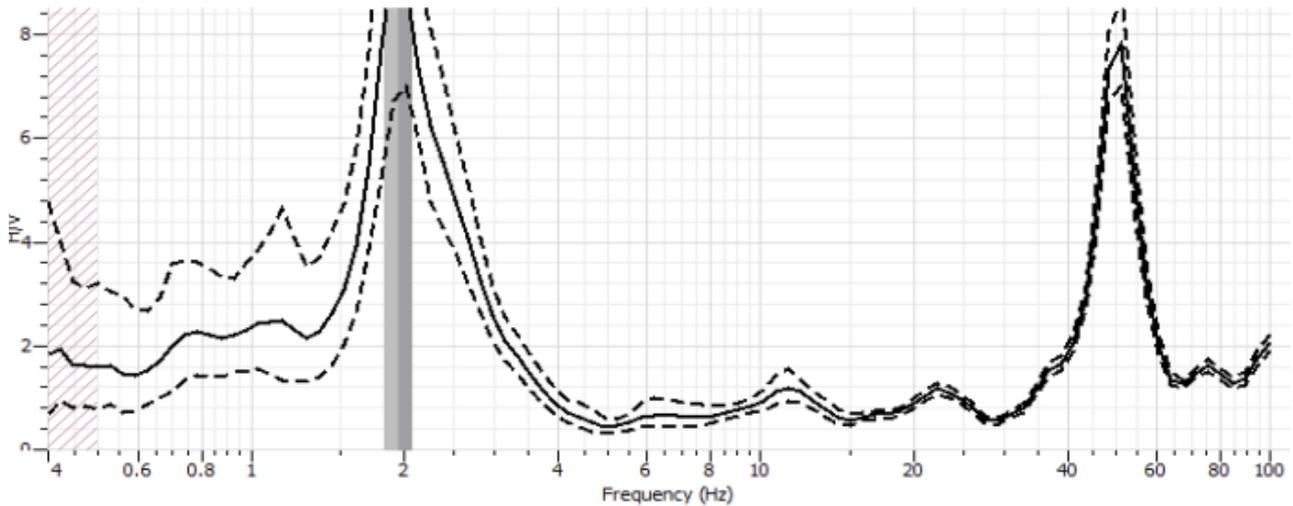
Rapporti H/V per ogni singola finestra



Mapa della stazionarietà degli spettri



Direzionalità H/V



Rapporto H/V medio e relative curve di confidenza

Le curve sperimentali HVSR hanno individuato i seguenti picchi del rapporto spettrale H/V, indicanti le frequenze caratteristiche del sito.

PROVA	f_0 (Hz)	A_0
HVSR E	1.95	9.3
HVSR 1	1.76	10.1
HVSR 2	1.63	5.7
HVSR W	1.66	7.8



4.3 MISURE DI SISMICA ATTIVA MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)

Sono state eseguite **2 misure di sismica attiva MASW** che hanno seguito le seguenti fasi:

- acquisizione dei dati: registrazione dei segnali sismici di campagna con sismografo multicanale;
- analisi di dispersione: definizione della curva di dispersione dai segnali registrati;
- processo di inversione: definizione del modello di variazione della velocità delle onde di taglio (V_s) con la profondità che genera la curva di dispersione teorica più vicina alla curva di dispersione misurata (per questa ultima fase della elaborazione è preferibile operare con dati di taratura).

Le misure di sismica attiva sono state eseguite con la seguente geometria:

N. tracce 24

Durata acquisizione [msec] 614.4

Interdistanza geofoni [m] 2.0

Periodo di campionamento [msec] 0.60

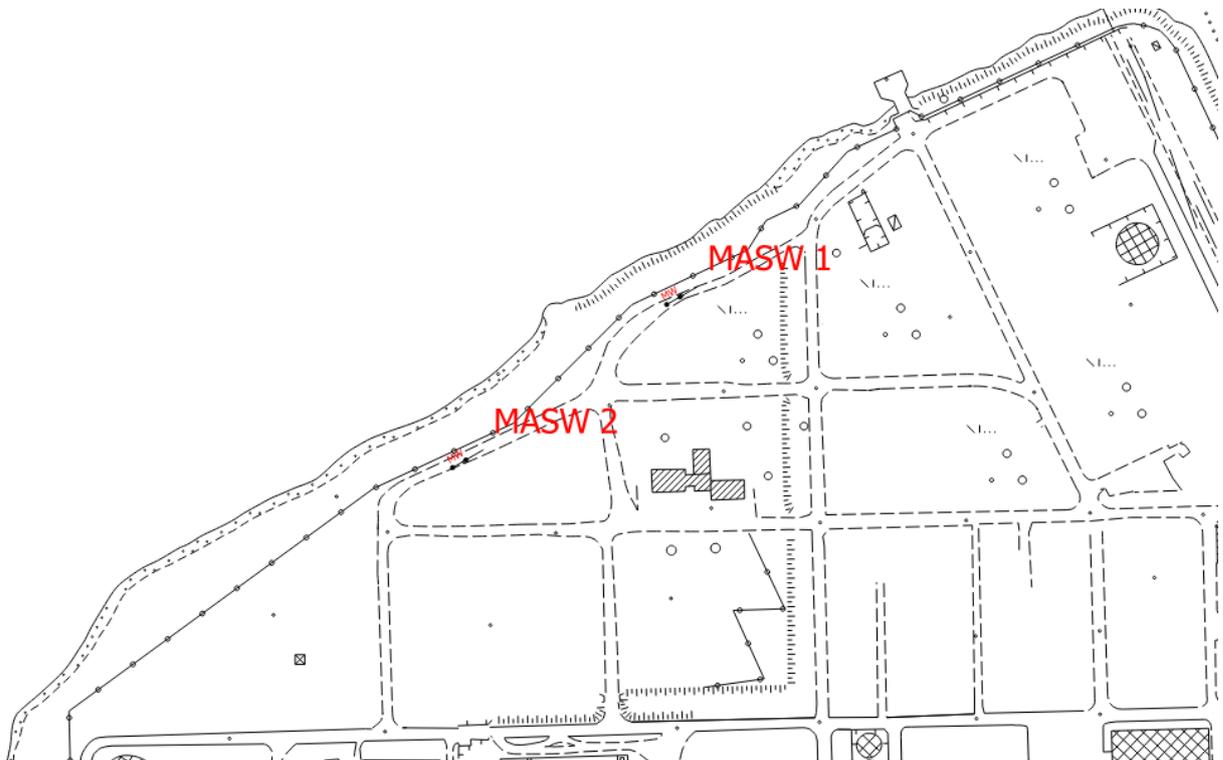


Figura 4.10 – Estratto planimetrico non in scala riportante l'ubicazione delle prove MASW eseguite.

L'osservazione del comportamento delle onde propagate all'interno dei materiali ha consentito di ottenere delle informazioni sito specifiche in relazione alle variazioni indotte dalle caratteristiche del mezzo attraversato.

Analisi del segnale con tecnica MASW

L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, è stata eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato, ove è possibile, ad identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k, detta curva di dispersione sperimentale,



rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

E' stata quindi simulata, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si è ottenuta una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale consentendo attraverso un processo di inversione la determinazione del profilo delle velocità delle onde S.

Di seguito viene riportata l'elaborazione della prova MASW 01 così caratterizzata:

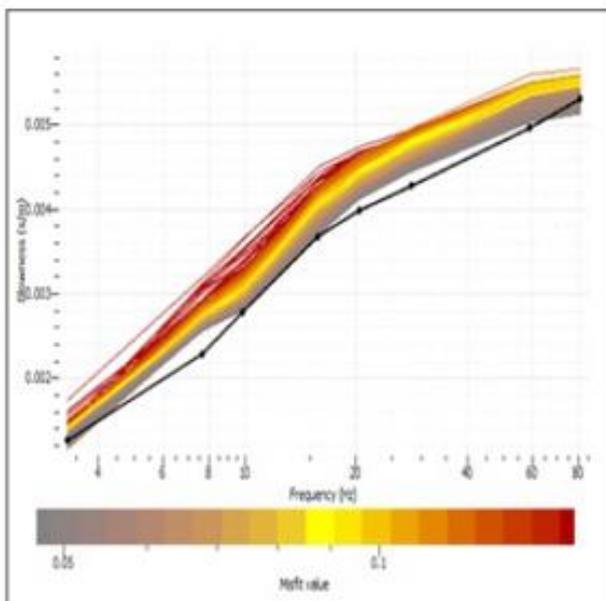


Figura 4.11 –Curva di dispersione prova MASW 1

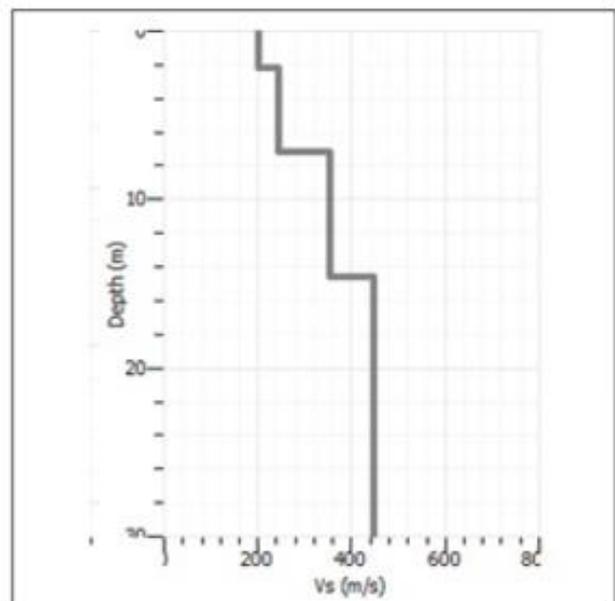


Figura 4.12 – Inversione prova MASW 1

Strato	Profondità (m)	Spessore [m]	Vs [m/s]
1	1.80	1.80	170
2	6.00	4.20	230
3	12.20	6.20	320
4	30.00	7.80	455
			343

Avendo pertanto la stima del profilo della velocità delle onde di taglio è possibile valutarne il parametro normativo.



5 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Le prove di laboratorio, strettamente in relazione con le indagini in sito, sono state progettate tenuto conto delle:

1. Proprietà dipendenti dalla storia geologica
 - a. Caratteristiche intrinseche
 - b. Parametri di stato
 - c. Storia tensionale (variabile all'interno di uno strato)
2. Proprietà legate alle opere
 - a. Percorso di carico
 - b. Condizioni di sollecitazione
 - c. Livello delle deformazioni
 - d. Velocità di deformazione

Sono state eseguite dal laboratorio LGT Laboratorio Geotecnico Srl, provvisto di autorizzazione ministeriale e realizzate sia su campioni indisturbati prelevati dai sondaggi stratigrafici rappresentativi dei terreni attraversati, che su campioni rimaneggiati.

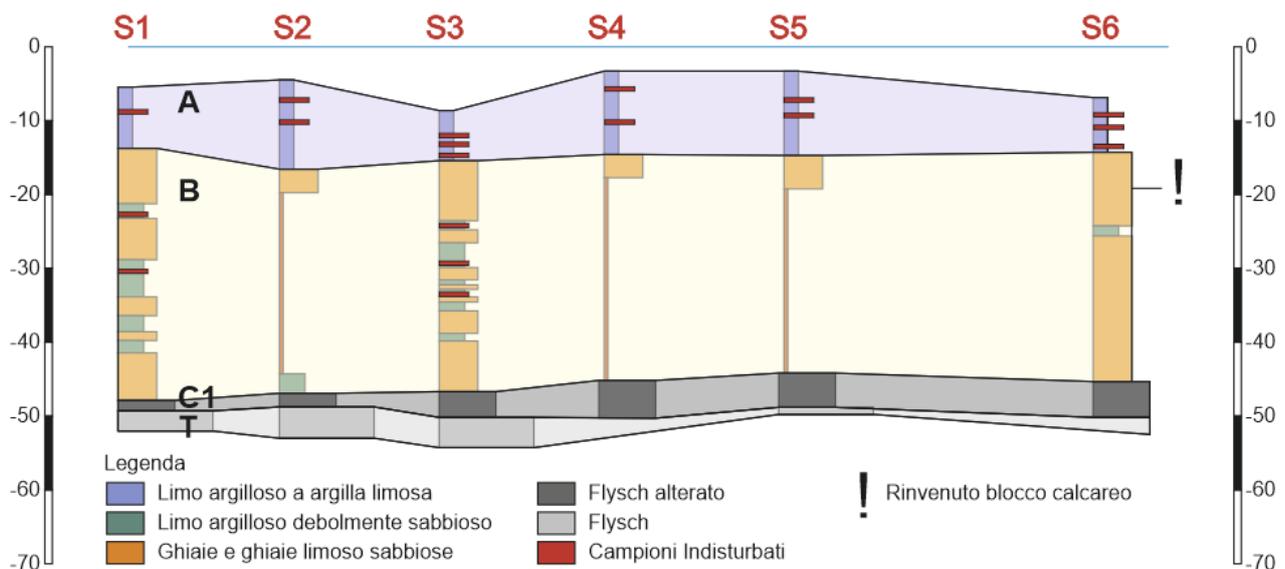


Figura 5.1 – Sezione geotecnica indicante in rosso l'ubicazione dei campioni indisturbati prelevati con campionatore a pareti sottili tipo Shelby



Prove di classificazione

- analisi granulometrica
- peso di volume
- contenuto naturale di acqua
- limiti di Atterberg, limite liquido e limite plastico
- peso specifico dei grani G_s
- indice dei vuoti e_o
- peso di volume secco minimo $\gamma_{d \min}$ e massimo $\gamma_{d \max}$

Prove statiche di resistenza e compressibilità.

Resistenza

- triassiale UU, non consolidata non drenata, per la determinazione della resistenza al taglio c_u non consolidata non drenata;
- triassiale CID, consolidata isotropicamente o in condizioni k_o , drenata, per la determinazione della resistenza drenata del terreno;

Compressibilità/Permeabilità

- compressibilità misurata nell'edometro;
- permeabilità misurata nell'edometro.

Prove triassiali UU

In queste prove viene valutata la resistenza al taglio non drenata c_u , letta in corrispondenza dei valori di t_{max} .

Le prove sono state condotte con diversi valori di σ_3 , applicati in condizioni non consolidate non drenate, per evidenziare la possibile presenza di:

- un grado di saturazione S inferiore a 1;
- disomogeneità strutturali;
- grado di disturbo dei campioni analizzati.

La resistenza c_u è pari al valore di t_{max}

$$t_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

Prove triassiali CD e CU

Le prove CD e CU sono state eseguite secondo prefissati percorsi delle sollecitazioni, tendenti a riprodurre le condizioni di sforzo a cui i terreni potranno essere sottoposti durante la costruzione delle opere.

Quindi si sono avuti:



- compressione, con incremento dello sforzo principale verticale;
- estensione, con fase di scarico iniziale simulante lo scavo, prolungato poi fino a rottura, ottenuta diminuendo o lo sforzo verticale o lo sforzo orizzontale.

Gli involuppi di rottura determinati dalle prove sono così stati interpretati al fine di definire la resistenza del terreno secondo il criterio di Mohr-Coulomb.

I valori di c' e ϕ' vengono calcolati a partire dai valori nel piano t, s' , dove

$$t = (\sigma_a - \sigma_r)/2 \quad ; \quad s' = (\sigma'_a + \sigma'_r)/2,$$

in cui il pedice "a" indica assiale il pedice "r" indica radiale

Il criterio di rottura è Mohr-Coulomb.

Si hanno le relazioni:

- $\operatorname{tg} \alpha = \sin \phi'$
- $a' = c' / \cos \alpha$

dove α è l'angolo formato dalla retta $t = a' + s' \operatorname{tg} \alpha$, che interpola i valori a rottura nel piano t, s' .

La rottura viene sempre definita a t_{\max} .

Sulla base delle relazioni sopra citate, il valore dell'angolo d'attrito ϕ' è dato da:

$$\phi' = \arcsin (\operatorname{tg} \alpha)$$

Il valore di c' è dato dall'intercetta a' della retta interpolatrice dei punti a t_{\max} nel piano $t-s'$ con l'asse t .

Se la prova è restituita nel piano q, p' per la valutazione di c' e ϕ' sono stati utilizzate le seguenti espressioni:

$$q = (\sigma_a - \sigma_r); \quad p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$$

q, p' = valori a rottura

$$M = \frac{q}{p'}$$

In compressione si ha:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

$$\phi' = \arcsin \frac{3M}{(6 + M)}$$



$$c' = \frac{q}{M \cotg \phi'}$$

Prova edometrica

L'analisi della curva edometrica porta a definire la pressione di preconsolidazione σ'_{vmax} ed i coefficienti di compressibilità monodimensionali in condizioni Ko, CR ed RR.

È stato adottato il metodo di Casagrande sulla curva $\varepsilon_a - \log \sigma'_a$, considerando la curva ε_a finale.

Si è sempre fatto riferimento alla curva relativa ai punti di consolidazione con $t = 24$ h, quindi con il cedimento secondario. Non si è considerata la curva dei punti con t_{100} , cioè relativa alla sola consolidazione primaria.

È stato pertanto:

- determinato il punto di massima curvatura della curva $\varepsilon_a - \log \sigma'_a$;
- tracciato in tale punto:
 - la tangente della curva;
 - l'orizzontale;
 - la bisettrice dell'angolo individuato dalle prime due rette.

Quindi dalla intersezione della bisettrice con la retta ottenuta prolungando il tratto di compressione vergine, è stata individuata la pressione di preconsolidazione σ'_{vmax} .

Per ciascuna prova sono quindi stati valutati:

- σ'_{v0}
- σ'_{vmax}
- $OCR = \sigma'_{vmax}/\sigma'_{v0}$,

Coefficienti di consolidazione

c_v = coefficiente di consolidazione; è stato valutato in corrispondenza a σ'_{vmax} .

c_{α} = coefficiente di consolidazione secondaria; è stato assunto valido quello di laboratorio



Sond.	Campione	Quota (m da f.m.) (m da l.m.m.)	Classificazione granulometrica secondo UNI EN ISO 14688-1	Prove di laboratorio eseguite
S1	CI1	3.40 ÷ 4.00 8.80 ÷ 9.40	Argilla e limo	W GAPP GS LA GSA / AREO TRIAXUU TRIAxcd EDO
	CI2	17.30 ÷ 17.90 22.70 ÷ 23.30	Argilla e limo debolmente sabbioso	W GAPP GS LA GSA / AREO TRIAxcd EDO
	CI3	25.00 ÷ 25.60 30.40 ÷ 31.00	Limo con argilla debolmente sabbioso	W GAPP GS LA GSA / AREO TRIAXUU TRIAxcd EDO
	CR1	43.80 ÷ 44.00 49.20 ÷ 49.40	Flysch	PLT G
	CR2	44.30 ÷ 44.40 49.70 ÷ 49.80	Flysch	PLT G
	CR3	45.20 ÷ 45.40 50.60 ÷ 50.80	Flysch	PLT G
	CR4	46.00 ÷ 46.20 51.40 ÷ 51.60	Flysch	PLT G

W – Contenuto d'acqua percentuale medio

GAPP – Peso di volume apparente medio

GS – Peso specifico dei grani medio

LA – Limiti di Atterberg

GSA / AREO – Analisi granulometrica per setacciatura e per sedimentazione

TRIAxUU – Prova di compressione triassiale non consolidata non drenata

TRIAxcd – Prova di compressione triassiale consolidata drenata

TGCD – Prova di taglio diretto

EDO – Prova edometrica a incremento di carico controllato

PLT – Indice di resistenza a punzonamento delle pietre naturali (POINT LOAD STRENGTH INDEX)

G – Determinazione del peso di volume apparente

Tabella 5-1 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S1.



Sond.	Campione	Quota (m da f.m.) (m da l.m.m.)	Classificazione granulometrica secondo UNI EN ISO 14688-1	Prove di laboratorio eseguite
S2	CI1	3.00 ÷ 3.60 7.20 ÷ 7.80	Limo con argilla	W GAPP GS LA GSA AREO TGCD EDO
	CI2	6.00 ÷ 6.60 10.20 ÷ 10.80	Limo con argilla	W GAPP GS LA GSA AREO TRIAXUU EDO
	CR1	44.50 ÷ 44.60 48.70 ÷ 48.80	Flysch	PLT G
	CR2	45.30 ÷ 45.45 49.50 ÷ 49.65	Flysch	PLT G
	CR3	46.90 ÷ 47.00 51.10 ÷ 51.20	Flysch	PLT G

W – Contenuto d'acqua percentuale medio

GAPP – Peso di volume apparente medio

GS – Peso specifico dei grani medio

LA – Limiti di Atterberg

GSA / AREO – Analisi granulometrica per setacciatura e per sedimentazione

TRIAXUU – Prova di compressione triassiale non consolidata non drenata

TRIAxcd – Prova di compressione triassiale consolidata drenata

TGCD – Prova di taglio diretto

EDO – Prova edometrica a incremento di carico controllato

PLT – Indice di resistenza a punzonamento delle pietre naturali (POINT LOAD STRENGTH INDEX)

G – Determinazione del peso di volume apparente

Tabella 5-2 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S2.



Sond.	Campione	Quota (m da f.m.) (m da l.m.m.)	Classificazione granulometrica secondo UNI EN ISO 14688-1	Prove di laboratorio eseguite
S3	CI1	3.30 ÷ 3.90 12.00 ÷ 12.60	Limo con argilla	W GAPP GS LA GSA / AREO TRIAXUU EDO
	CI2	4.50 ÷ 5.10 13.20 ÷ 13.80	Limo con argilla debolmente sabbioso	W GAPP GS LA GSA / AREO TRIAXCD EDO
	CI3	6.00 ÷ 6.60 14.70 ÷ 15.30	Limo con argilla e sabbia debolmente ghiaioso	W GAPP GS LA GSA / AREO TRIAXUU EDO
	CI4	15.50 ÷ 16.10 24.20 ÷ 24.80	Ghiaia con sabbia limo e argilla	W GAPP GS LA GSA / AREO TGCD EDO
	CI5	20.60 ÷ 21.20 29.30 ÷ 29.90	Limo con argilla debolmente sabbioso	W GAPP GS LA GSA / AREO TRIAXUU EDO
	CI6	24.80 ÷ 25.40 33.50 ÷ 34.10	Limo argilloso	W GAPP GS LA GSA / AREO TRIAXCU EDO

W – Contenuto d'acqua percentuale medio

GAPP – Peso di volume apparente medio

GS – Peso specifico dei grani medio

LA – Limiti di Atterberg

GSA / AREO – Analisi granulometrica per setacciatura e per sedimentazione

TRIAXUU – Prova di compressione triassiale non consolidata non drenata

TRIAXCD – Prova di compressione triassiale consolidata drenata

TGCD – Prova di taglio diretto

EDO – Prova edometrica a incremento di carico controllato

PLT – Indice di resistenza a punzonamento delle pietre naturali (POINT LOAD STRENGTH INDEX)

G – Determinazione del peso di volume apparente

Tabella 5-3 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S3.



Sond.	Campione	Quota (m da f.m.) (m da l.m.m.)	Classificazione granulometrica secondo UNI EN ISO 14688-1	Prove di laboratorio eseguite
S4	CI1	2.50 ÷ 3.10 5.70 ÷ 6.30	Limo con argilla	W GAPP GS LA GSA AREO TRIAXCU EDO
	CI2	7.00 ÷ 7.60 10.20 ÷ 10.80	Argilla con limo	W GAPP GS LA GSA AREO TRIAXUU EDO
	CR1	42.00 ÷ 42.08 45.20 ÷ 45.28	Flysch	PLT G
	CR2	43.30 ÷ 43.40 46.50 ÷ 46.60	Flysch	PLT G

Tabella 5-4 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S4.

Sond.	Campione	Quota (m da f.m.) (m da l.m.m.)	Classificazione granulometrica secondo UNI EN ISO 14688-1	Prove di laboratorio eseguite
S5	CI1	4.50 ÷ 5.10 7.20 ÷ 7.80	Limo con argilla debolmente sabbioso	W GAPP GS LA GSA AREO TRIAXUU EDO
	CI2	6.60 ÷ 7.20 9.30 ÷ 9.90	Limo con argilla	W GAPP GS LA GSA AREO TRIAXCU EDO
	CR1	41.40 ÷ 41.50 44.10 ÷ 44.20	Flysch	PLT G
	CR2	46.00 ÷ 46.10 48.70 ÷ 48.80	Flysch	PLT G
	CR3	46.75 ÷ 46.90 49.45 ÷ 49.60	Flysch	PLT G

Tabella 5-5 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S5.



Sond.	Campione	Quota (m da f.m.) (m da l.m.m.)	Classificazione granulometrica secondo UNI EN ISO 14688-1	Prove di laboratorio eseguite
9	CI1	2.70 ÷ 3.30 9.20 ÷ 9.80	Limo con argilla debolmente sabbioso	W GAPP GS LA GSA AREO TGCD TRIAXCD EDO
	CI2	4.40 ÷ 5.00 10.90 ÷ 11.50	Limo con argilla	W GAPP GS LA GSA AREO TRIAXCD EDO
	CI3	7.00 ÷ 7.60 13.50 ÷ 14.10	Limo con argilla	W GAPP GS LA GSA AREO TRIAXCD EDO
	CR1	42.10 ÷ 42.18 48.60 ÷ 48.68	Flysch	PLT G

W – Contenuto d'acqua percentuale medio
 GAPP – Peso di volume apparente medio
 GS – Peso specifico dei grani medio
 LA – Limiti di Atterberg
 GSA / AREO – Analisi granulometrica per setacciatura e per sedimentazione
 TRIAXUU – Prova di compressione triassiale non consolidata non drenata
 TRIAXCD – Prova di compressione triassiale consolidata drenata
 TGCD – Prova di taglio diretto
 EDO – Prova edometrica a incremento di carico controllato
 PLT – Indice di resistenza a punzonamento delle pietre naturali (POINT LOAD STRENGTH INDEX)
 G – Determinazione del peso di volume apparente

Tabella 5-6 – Prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati dal sondaggio S6.



5.1 Sintesi delle prove geotecniche di laboratorio

Nella tabella sottostante si riassumono i risultati ottenuti per i campioni indisturbati, al tempo stesso si rimanda ai certificati in allegato per maggiori dettagli in merito.

Sondaggio	Campione	Quota	Classificazione secondo UNI EN ISO 14688-1	γ kN/ m ³	LL %	IP %	Ic -	Cv [^] cm ² /min 100-200	Mv [^] MPa ⁻¹ 100-200	k [^] m/s	Cu kPa	c' kPa	ϕ' °
S1	C11	3.40 ÷ 4.00 8.80 ÷ 9.40	Argilla e limo	17.3	54	22	0.7	0.09	0.41	7.2'	-	16	23
	C12	17.30 ÷ 17.90 22.70 ÷ 23.30	Argilla e limo debolmente sabbioso	19.6	35	17	0.4	0.19	0.27	12.5'	-	20	27
	C13	25.00 ÷ 25.60 30.40 ÷ 31.00	Limo con argilla debolmente sabbioso	18.4	36	15	0.3	0.11	0.19	3.3'	-	27	21
S2	C11	3.00 ÷ 3.60 7.20 ÷ 7.80	Limo con argilla	17.4	46	20	-0.2	0.08	0.44	5.5'	-	23*	24.5*
	C12	6.00 ÷ 6.60 10.20 ÷ 10.80	Limo con argilla	16.6	59	29	0.2	0.15	0.45	11.1'	11	-	-
S3	C11	3.30 ÷ 3.90 12.00 ÷ 12.60	Limo con argilla	16.6	53	22	0	0.02	0.71	2.6'	11	-	-
	C12	4.50 ÷ 5.10 13.20 ÷ 13.80	Limo con argilla debolmente sabbioso	16.7	53	24	0	0.01	0.45	0.9'	-	9	22
	C13	6.00 ÷ 6.60 14.70 ÷ 15.30	Limo con argilla e sabbia debolmente ghiaioso	17.0	37	16	-0.7	0.05	0.22	1.7'	5	-	-
	C14	15.50 ÷ 16.10 24.20 ÷ 24.80	Ghiaia con sabbia limo e argilla	19.9	40	17	1.1	0.21	0.18	6.1'	-	17*	25.6*
	C15	20.60 ÷ 21.20 29.30 ÷ 29.90	Limo con argilla debolmente sabbioso	19.4	39	17	0.6	0.09	0.23	3.4'	8	-	-
	C16	24.80 ÷ 25.40 33.50 ÷ 34.10	Limo argilloso	18.3	36	17	0.7	0.13	0.17	3.5'	-	27	21
S4	C11	2.50 ÷ 3.10 5.70 ÷ 6.30	Limo con argilla	17.2	42	17	-0.1	0.20	0.27	8.9'	-	25	16
	C12	7.00 ÷ 7.60 10.20 ÷ 10.80	Argilla con limo	16.0	57	26	0	0.17	0.14	3.7'	9	-	-
S5	C11	4.50 ÷ 5.10 7.20 ÷ 7.80	Limo con argilla debolmente sabbioso	16.8	51	22	0	0.09	0.40	5.6'	9	-	-
	C12	6.60 ÷ 7.20 9.30 ÷ 9.90	Limo con argilla	16.3	55	27	-0.1	0.10	0.20	3.3'	-	16	18
S6	C11	2.70 ÷ 3.30 9.20 ÷ 9.80	Limo con argilla debolmente sabbioso	17.7	40	17	-0.2	0.15	0.27	6.6'	-	23	19
	C12	4.40 ÷ 5.00 10.90 ÷ 11.50	Limo con argilla	17.7	47	20	0.2	0.02	0.38	0.9'	-	14 9*	23 26*
	C13	7.00 ÷ 7.60 13.50 ÷ 14.10	Limo con argilla	17.1	51	23	0	0.01	0.43	0.7'	-	10	25

* Da prova di taglio diretto ^ Intervallo di carico 100-200 kPa ' E⁻¹⁰

Tabella 5-7 – Sintesi delle risultanze delle prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni indisturbati.



Nelle sottostanti figure vengono riportati nel diagramma di Casagrande i valori ottenuti dalle prove di laboratorio, suddivisi cromaticamente per sondaggio e in una seconda elaborazione per profondità.

I campioni prelevati a profondità maggiori di 15 metri dal lmm sono sostanzialmente appartenenti al campo delle argille inorganiche a bassa media plasticità, mentre i campioni superficiali indicano una maggior attività risultando appartenenti per lo più al campo delle argille organiche da media ad alta plasticità.

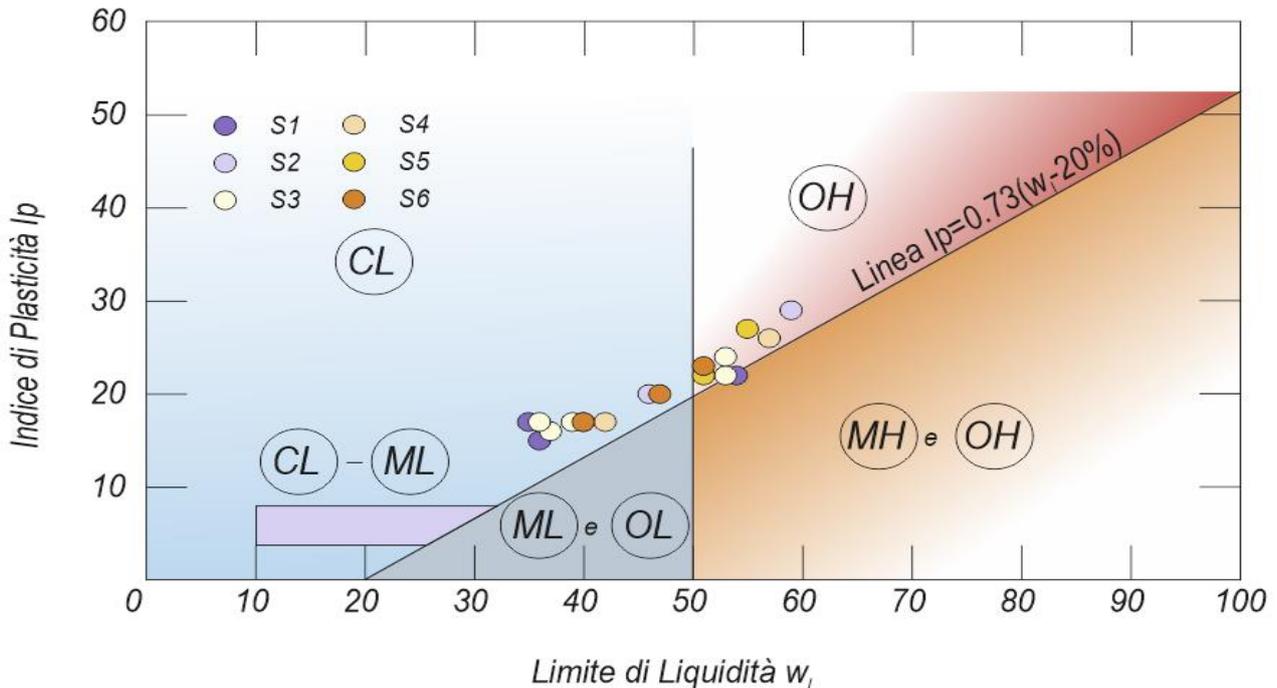


Figura 5.2 – Diagramma di Casagrande – Suddivisione cromatica dei campioni per sondaggio.

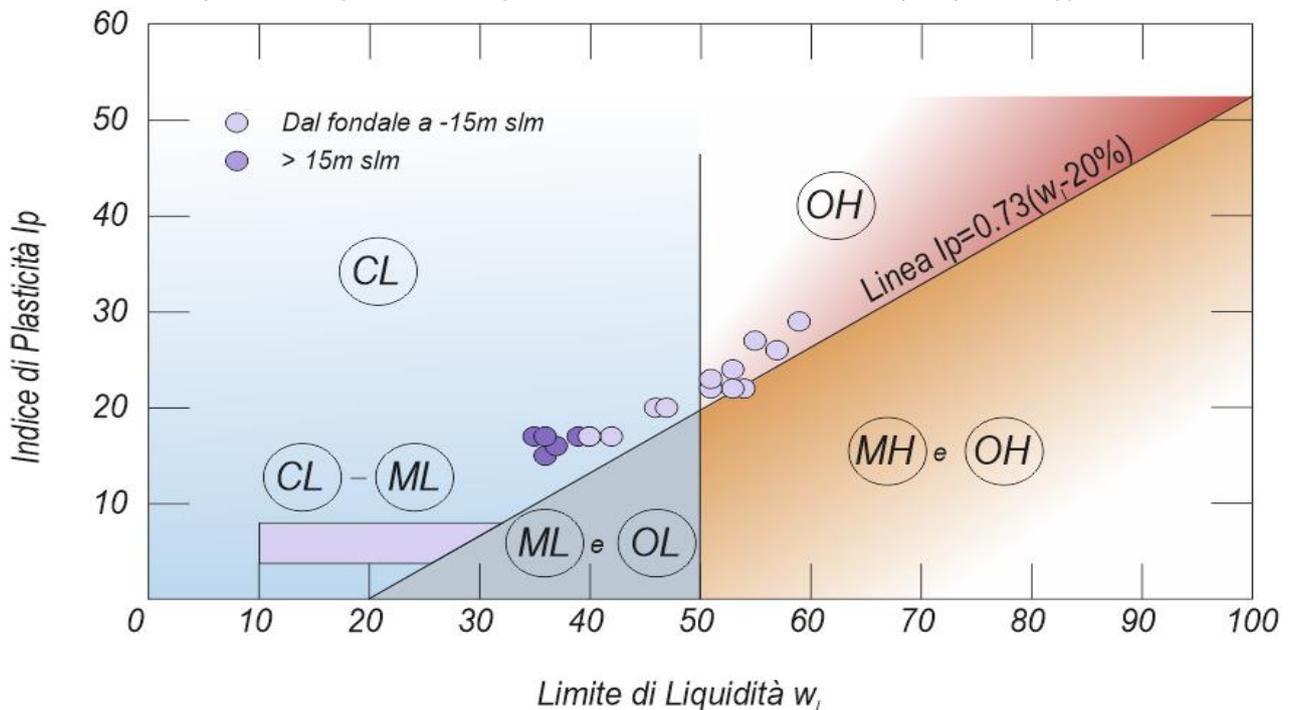


Figura 5.3 – Diagramma di Casagrande – Suddivisione cromatica dei campioni per profondità di prelievo.



Nella tabella sottostante si riassumono i risultati ottenuti per i campioni rimaneggiati prelevati nella formazione flyschoidale, al tempo stesso si rimanda ai certificati in allegato per maggiori dettagli in merito.

Sondaggio	Campione	Profondità m	γ' kN/m ³	Is(50) d MPa	Resistenza a Compressione d MPa	Is(50) a MPa	Resistenza a Compressione a MPa
S1	CR1	43.80 ÷ 44.00 49.20 ÷ 49.40	22.3	0.14	2.97	0.85	18.70
	CR2	44.30 ÷ 44.40 49.70 ÷ 49.80	24.3	1.54	33.98	0.82	18.08
	CR3	45.20 ÷ 45.40 50.60 ÷ 50.80	23.4	0.46	10.19	0.72	15.74
	CR4	46.00 ÷ 46.20 51.40 ÷ 51.60	25.1	4.83	106.18	1.56	34.43
S2	CR1	44.50 ÷ 44.60 48.70 ÷ 48.80	23.0	0.21	4.67	0.71	15.68
	CR2	45.30 ÷ 45.45 49.50 ÷ 49.65	24.8	3.76	83.82	0.94	20.58
	CR3	46.90 ÷ 47.00 51.10 ÷ 51.20	24.3	0.87	19.11	4.00	88.03
S4	CR1	42.00 ÷ 42.08 45.20 ÷ 45.28	25.4	3.47	76.45	4.80	105.66
	CR2	43.30 ÷ 43.40 46.50 ÷ 46.60	25.2	2.56	56.33	3.88	85.41
S5	CR1	41.40 ÷ 41.50 44.10 ÷ 44.20	25.8	5.89	129.54	3.50	77.01
	CR2	46.00 ÷ 46.10 48.70 ÷ 48.80	25.2	1.49	32.86	4.5	98.89
	CR3	46.75 ÷ 46.90 49.45 ÷ 49.60	26.3	5.98	131.66	4.88	107.47
S6	CR1	42.10 ÷ 42.18 48.60 ÷ 48.68	25.7	1.93	42.47	3.53	77.69

a prova eseguita assialmente;

d prova eseguita diametralmente.

Tabella 5-8 – Sintesi delle risultanze delle prove di laboratorio geotecnico (PLT) sui campioni lapidei.



6 MODELLO GEOTECNICO

Le indagini condotte individuano la successione torboidica del flysch ricoperta dalla successione quaternaria, caratterizzata dalla presenza di un primo strato limoso-argilloso, debolmente sabbioso sovrastante il Complesso limoso-argilloso, debolmente sabbioso, alternato a ghiaie talora in abbondante matrice limoso-argilloso-sabbiosa, soggiacente al substrato litoide appartenente alla Formazione del Flysch triestino (Eocene p.p.), ritmica alternanza di marne ed arenarie di età paleogenica originatesi in ambiente di sedimentazione marino, in rapporto variabile tra i due litotipi, la cui parte superiore talora si presenta alterata e degradata fino a perdere la propria struttura litoide.

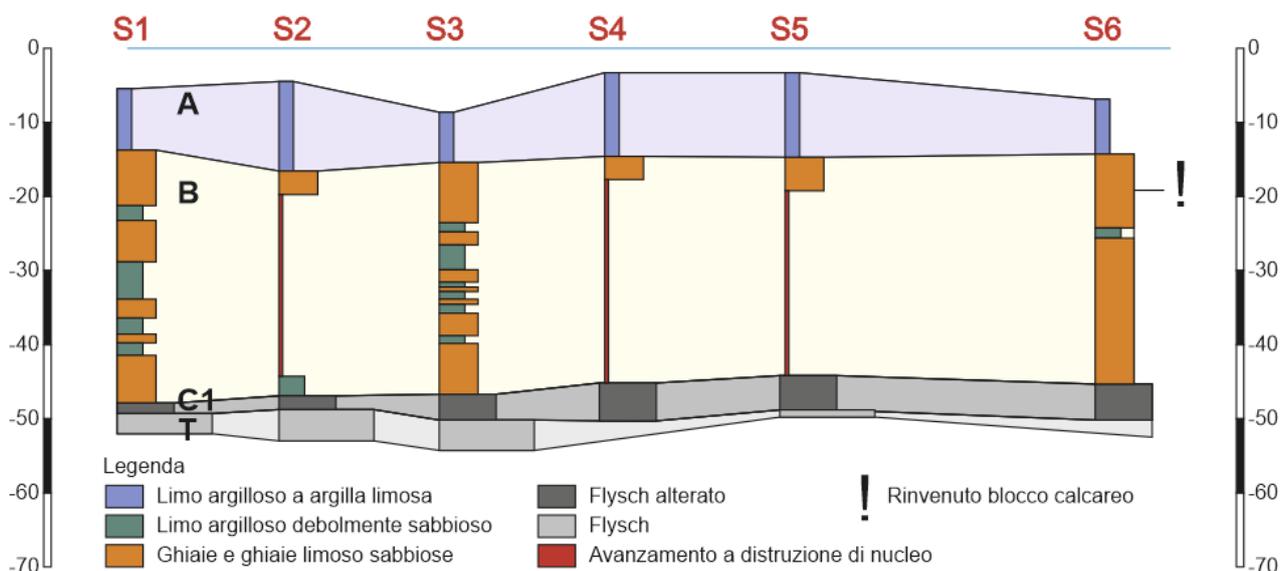


Figura 6.1 – Sezione di sintesi geotecnica.

- A. Limi argillosi o argille limose, debolmente sabbiose** di colore dal grigio-nero al grigio-verde con talora resti conchigliari;
- B.** Alternanza tra **limi argillosi, debolmente sabbiosi e ghiaie**, con clasti da millimetrici a pluricentimetrici, da spigolosi a sub-arrotondati, talora in abbondante matrice limoso-sabbiosa, debolmente argillosa;
- C. Flysch integro marnoso-arenaceo (Tipo T3)** litotipo caratterizzante il basamento roccioso flyschoide integro marnoso-arenaceo, con strati di marne di potenza da pluricentimetrica a decimetrica, finemente stratificate con talora fessurazione “a cubetti”, disarticolate, con strati arenacei di potenza centimetrica, talora decimetrica, di colore da giallo-ocraceo a grigio-azzurro, talora fratturati;
- T. Flysch integro arenaceo-marnoso (Tipo T2)** litotipo caratterizzante il basamento roccioso flyschoide integro arenaceo-marnoso, con strati arenacei da pluricentimetrici a decimetrici compatti, o debolmente fratturati, di colore grigio-azzurro con screziature ocracee e strati marnosi di colore grigio-azzurro di potenza centimetrica, debolmente fratturati.

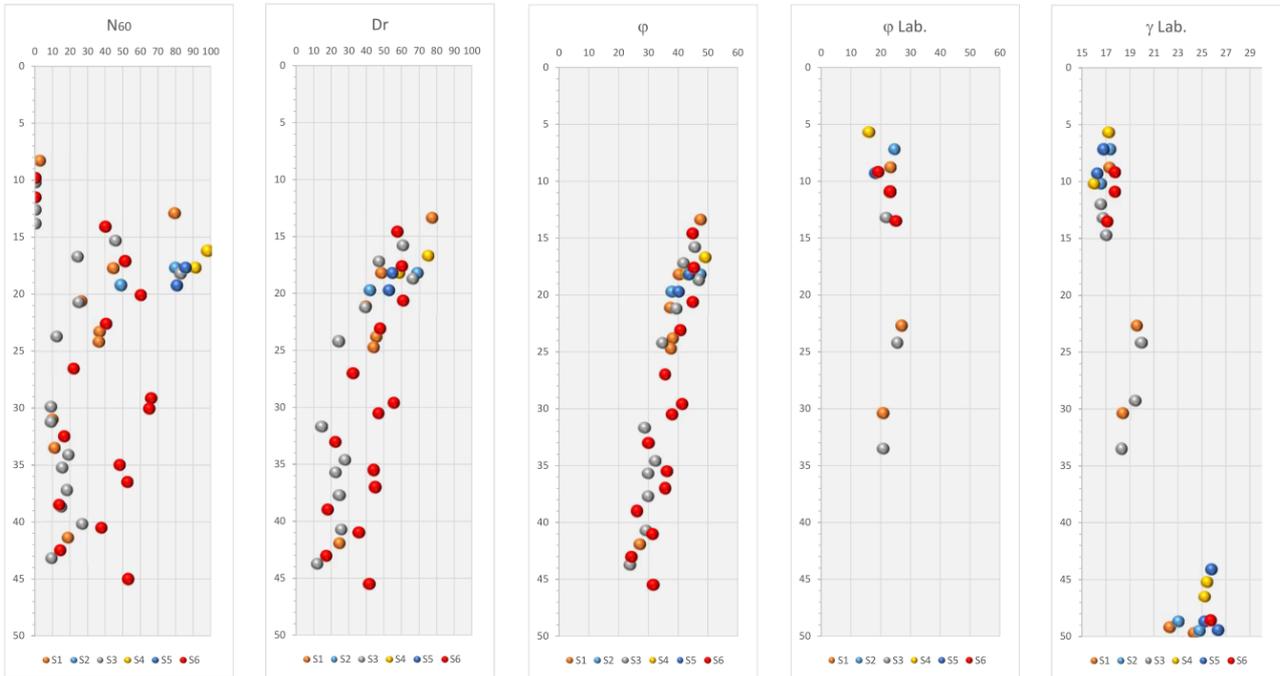


Figura 6.2 – Grafici risultanti dalle elaborazioni parametriche delle prove penetrometriche dinamiche SPT e delle risultanze delle prove di laboratorio geotecnico.

Strato	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso Unità Volume [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	Classificazione AGI
A	Limi argillosi o argille limose, debolmente sabbiose	Fond. -15.0	1.3	17	22	9 - 15	POCO CONSISTENTE
B	Alternanze di limi argillosi, debolmente sabbiosi e ghiaie	15.0 – 45.0	6.0	19	34	-	ADDENSATO e MODERATAMENTE ADDENSATO
B'	Ghiaie	13.0 – 18.0	5.0	20	42	-	ADDENSATO
C1	Flysch Tipo T3	45.0 – 50.0	3.0	24	32-36	100	-
T	Flysch Tipo T2	-	-	24	38-42	200	-

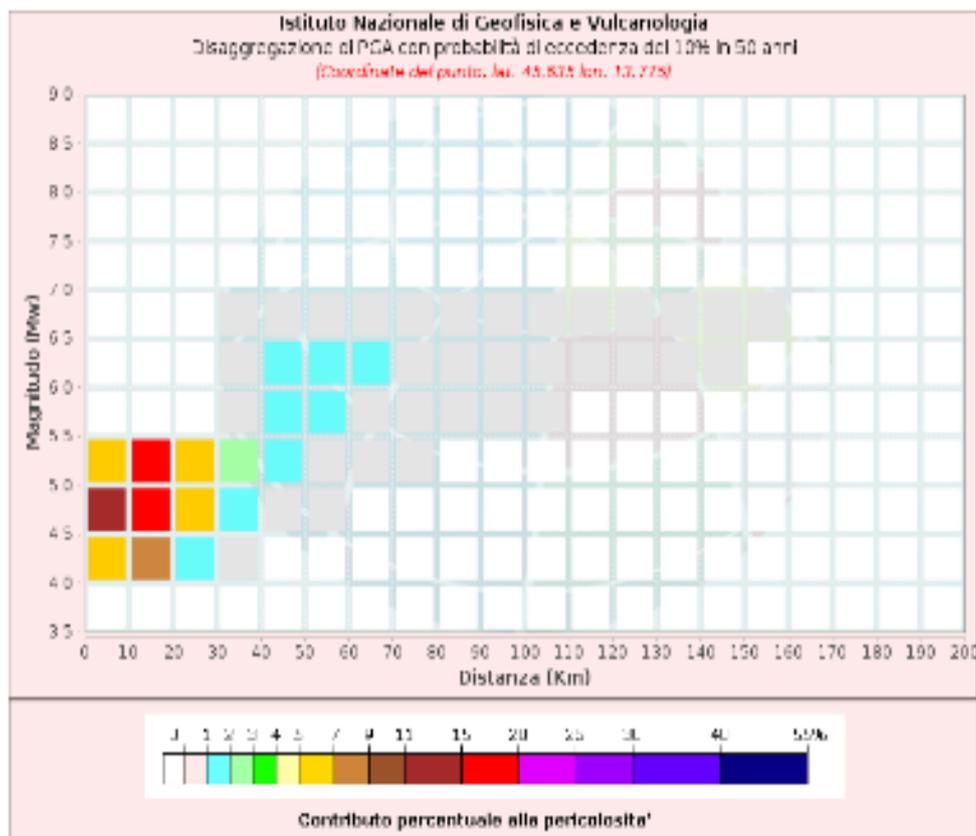
Tabella 6-1 – Sintesi dei parametri geotecnici.



6.1 Caratterizzazione sismica del sito

Secondo la classificazione sismica del territorio del Friuli Venezia Giulia Ordinanza n. 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. n. 108 del 11.05.2006 - Decreto del Ministro delle infrastrutture del 14.01.2008 pubblicato sul supplemento ordinario n. 30 della G.U. n.29 del 4.2.2008 il Comune di Muggia risulta inserita nella **zona sismica 3 – Bassa**.

Impiegando le “Mappe interattive di pericolosità sismica” edite dall’INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e dal DPC - Dipartimento della Protezione civile, possono essere visualizzate ed interrogate le mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa con diversi parametri dello scuotimento su una griglia regolare a passo 0.05°. L’analisi della disaggregazione dei valori di $a(g)$ riporta, per ogni nodo della griglia di calcolo, la valutazione del contributo percentuale alla stima di pericolosità fornito da tutte le possibili coppie di valori di magnitudo e distanza; questa informazione è riportata sia in forma grafica sia in forma tabellare. Per ogni nodo della griglia sono anche riportati, dopo la tabella, i valori medi di $M-D-\epsilon$. Questo tipo di analisi è utile nella individuazione della sorgente sismogenetica che contribuisce maggiormente a produrre il valore di scuotimento stimato in termini probabilistici.



Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.070	21.700	1.340

Figura 6.3 – Grafico di disaggregazione.



Dal quadro geognostico d'insieme ne è conseguita la possibilità di far **referimento all'approccio semplificato basato sulla classificazione del sottosuolo** in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_S , poiché, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, **le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni sono chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II del D.M 17.01.2018.**

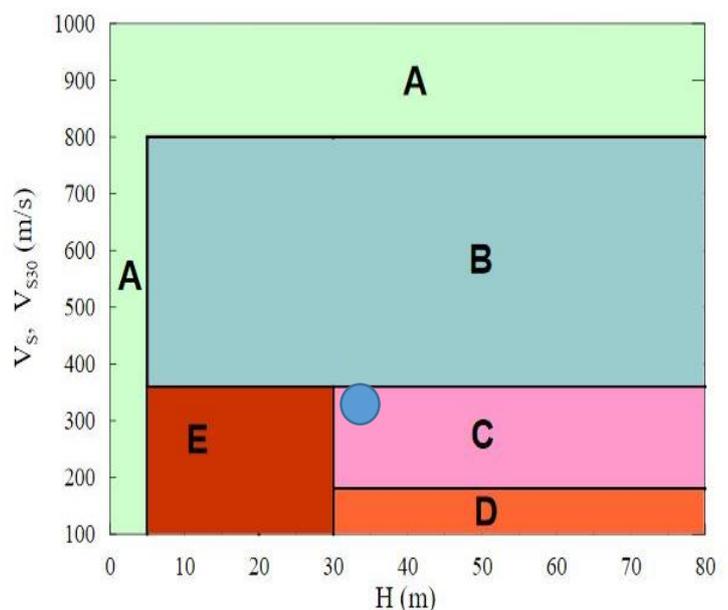
Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Annessi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti 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, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 6-2 – Tabella 3.2.II del capitolo 3.2.2 “Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche” del D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per tecniche per le costruzioni”.

Dalla elaborazione delle misure condotte ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, la classificazione del sottosuolo effettuata in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ è risultata pari a circa 340 m/s.

Ne è conseguita quale **categoria di sottosuolo di riferimento la C**: “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con la profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*”.





Ne derivano i seguenti parametri:

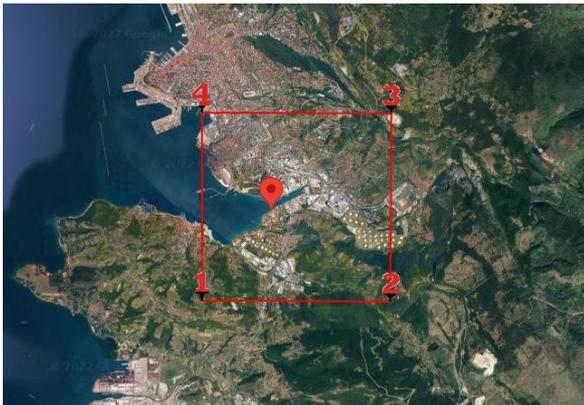
WGS84: Lat 45.608662- Lng 13.801944

ED50: Lat 45.609552 - Lng 13.802898

Classe Edificio: **IV Funzioni pubbliche o strategiche importanti**

Vita Nominale: **100 anni**

Cu: **2**



Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	120	0.060	2.587	0.265
Danno (SLD)	201	0.076	2.543	0.283
Salvaguardia vita (SLV)	1898	0.169	2.591	0.348
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.184	2.596	0.352
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	200			

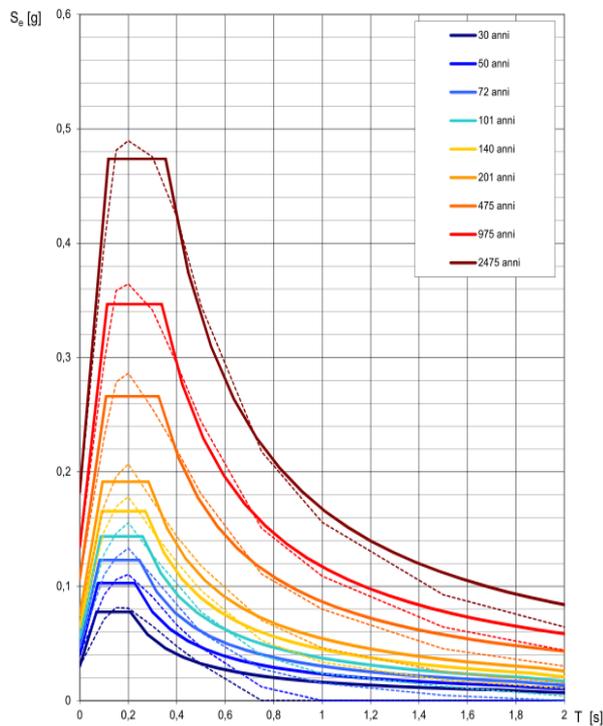


Figura 6.4 – Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento.

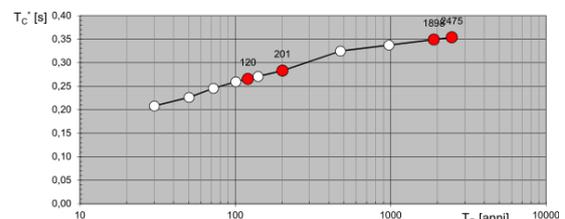
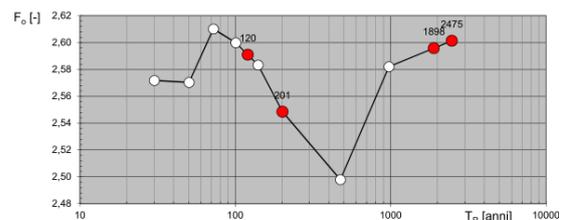
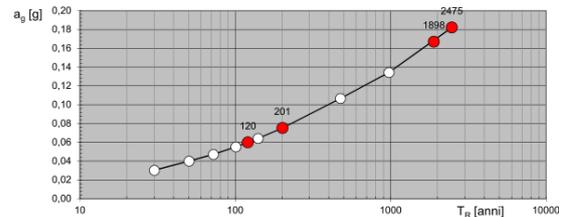


Figura 6.5 – Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_c^* in funzione del periodo di ritorno T_R



Coefficienti simici

Tipo: **Paratie NTC 2018**

Categoria Sottosuolo: **C**

Categoria Topografica: **T1**

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.44	1.41
CC Coeff. funz categoria	1.63	1.59	1.49	1.48
ST Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Kh	0.018	0.023	0.049	0.052
Kv	-	-	-	-
Amax [m/s ²]	0.886	1.117	2.387	2.550
Beta	0.520	0.520	0.520	0.520



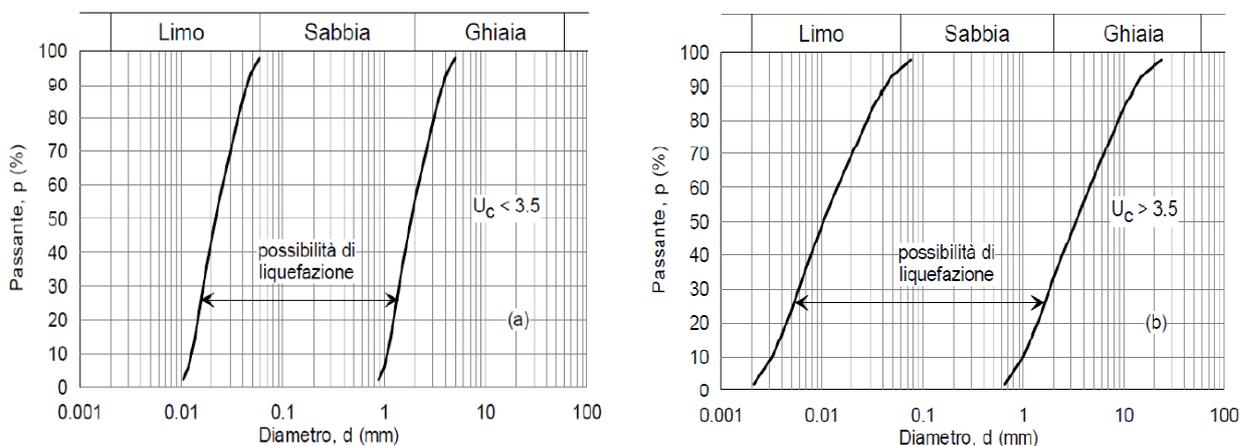
6.2 Valutazione della suscettibilità alla liquefazione

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

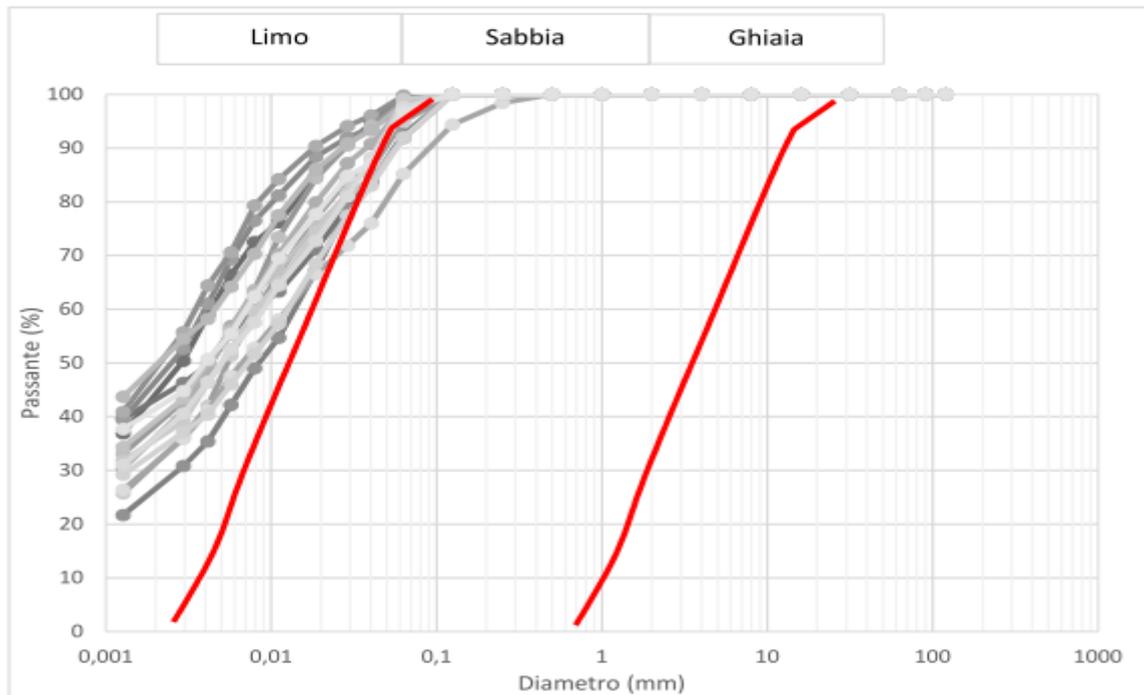
La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. 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;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



Facendo riferimento alle prove granulometriche condotte sui campioni prelevati durante le fasi di indagine si conferma quanto già visivamente è stato possibile disaminare durante le attività di recupero delle carote ed il loro posizionamento nelle apposite cassette catalogatrici, soggette quindi alla relativa descrizione stratigrafica.

I campioni S1 CI 1, S1 CI 2, S2 CI 1, S2 CI 2, S3 CI 1, S3 CI 2, S3 CI 3, S4 CI 1, S4 CI 2, S5 CI 1, S5 CI 2, S6 CI 1, S6 CI 2 ed S6 CI 3 sono stati pertanto rappresentati sul diagramma semilogaritmico a verifica della possibilità potenziale a liquefare se soggetti ad azioni cicliche e dinamiche agenti in condizioni non drenate.



Le condizioni ai punti 3 e 4 risultano soddisfatte, dunque non è necessario procedere alla relativa verifica.