

Comune di Verona

Provincia di Verona

TITOLO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PUA "AI PARCHI" SCHEDA NORMA N° 533

FASCICOLO

ANALISI

3

TAVOLE

3.1 ANALISI GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA
(CON DICHIARAZIONE PGRA) pag.6 paragrafo 2.3

GRUPPO DI LAVORO

committenti

SARA 72
SOCIETÀ COOPERATIVA
Via S. Annone, 5/A - 37139 VERONA
☎ 045 4647620
Cod. Fisc. e P. IVA: 00777430232

progettista



ulteriori figure professionali

Progetto Infrastrutture
P.I. Simone Burato

Geologo



AGGIORNAMENTI

data

num. rev.

Comune di VERONA

Provincia di Verona

SARA 72 SOCIETA' COOPERATIVA

P.U.A. "AI PARCHI

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

D.M. 17.01.2018: Norme tecniche per le costruzioni

Verona, luglio 2024

dott. Michele De Rossi

geologo

via Bombardi, 23

37131 V E R O N A

e-mail: michele.derossi93@gmail.com pec: mdr@pec.epap.it





OGGETTO: OPERE DI URBANIZZAZIONE PUA “AI PARCHI” VIA FRIULI SAN MASSIMO

COMMITTENTE: SARA 72 Società Cooperativa

RESPONSABILE: Dott. Geol. MICHELE DE ROSSI

COLLABORATORI: /

LOCALITA': SAN MASSIMO ALL'ADIGE – VR – VIA FRIULI

DATA EMISSIONE: 05/05/2025

Questo documento non può essere copiato o riprodotto senza autorizzazione, ogni violazione verrà perseguita a norma di legge.



INDICE

1 – PREMESSA	4
2 – INQUADRAMENTO	4
2.1 – Inquadramento geografico	4
2.2 – Inquadramento geologico e geomorfologico	6
2.3 – Inquadramento Idrogeologico	6
3 – DESCRIZIONE DEL PROGETTO	10
4 – INDICAZIONI DEL P.A.T.	11
5 – CARATTERIZZAZIONE DEL SITO	13
5.1 – Indagini eseguite	13
5.2 – Modello geologico del sito	13
5.3 – Caratterizzazione geotecnica	14
5.4 – Caratterizzazione sismica	16
5.4.1 – Rischio di liquefazione	17
5.4.2 – Faglie capaci e attive	18
5.4.3 – Indicazioni degli studi di MS	21
6 – STIMA DELLA CAPACITA' PORTANTE	25
7 – PORTANZA PER LE OPERE DI URBANIZZAZIONE	29
8 – CONCLUSIONI	32
TABELLA DI SINTESI	33
ALLEGATO 1 – STRALCI DI PROGETTO	34
ALLEGATO 2 – SAGGI CON SCAVATORE	36
ALLEGATO 3 – GRANULOMETRIE	39
ALLEGATO 4 – SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	41
ALLEGATO 5 – INDAGINE SISMICA	44



1 – PREMESSA

La società Sara 72 Società Cooperativa intende realizzazione un Piano Urbanistico Attuativo, denominato “Ai Parchi”, in loc. San Massimo all’Adige. Il progetto prevede la realizzazione delle opere di urbanizzazione, di un’area a parco e di quattro strutture ad uso residenziale dotate di 3 piani fuori terra e interrato. Al fine della realizzazione del progetto, sono stato incaricato della realizzazione della presente relazione geologica e geotecnica.

2 – INQUADRAMENTO

2.1 – Inquadramento geografico

Il sito di progetto si trova in via Friuli presso San Massimo in comune di Verona (VR). La quota del sito è di circa 74 m s.l.m.

COORDINATE WGS 84: 45°25'255"N 10°56'20"E



Fig. 1 – tracciato su immagine satellitare

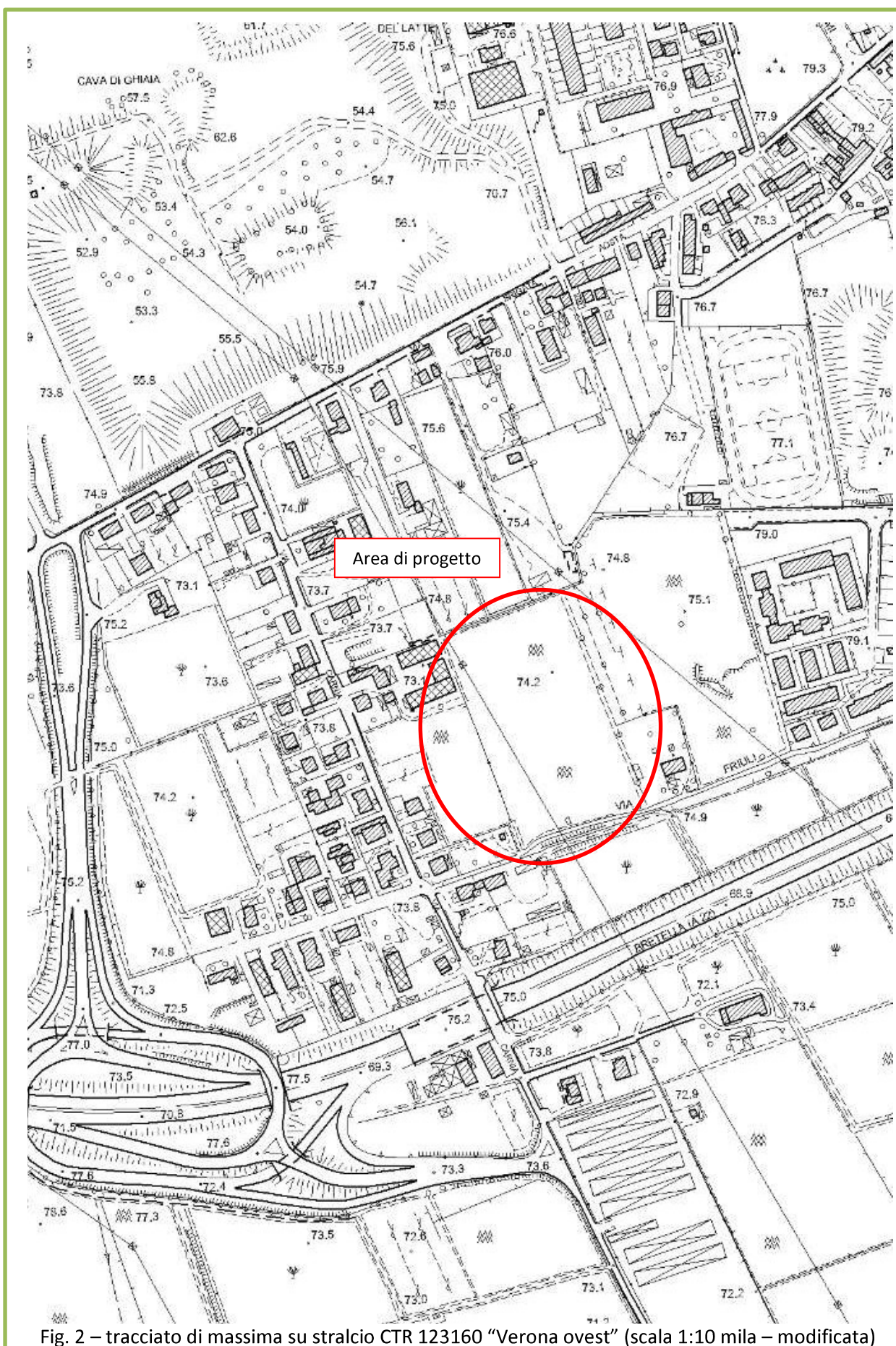


Fig. 2 – tracciato di massima su stralcio CTR 123160 “Verona ovest” (scala 1:10 mila – modificata)



2.2 – Inquadramento geologico e geomorfologico

La zona di intervento si trova alla estrema periferia ovest di Verona nella località di San Massimo all'Adige. Si tratta di un'area dell'alta pianura veronese, ormai estesamente e diffusamente urbanizzata, posta alla quota di circa 74 m s.l.m..

L'area è pianeggiante con debole pendenza verso sud e non presenta evidenti segni morfologici che però sono rilevabili nei dintorni e ascrivibili all'erosione del fiume Adige. Si tratta di vari terrazzi fluviali con andamento parallelo al fiume o che delimitano la bassura della Spianà. Si tratta di lineamenti morfologici che non hanno alcuna rilevanza sulla zona di progetto, trovandosi a distanza da essa.

La zona di intervento fa parte del conoide alluvionale dell'Adige. Il fiume scorre più a nord in un'ampia piana di divagazione erosa dal corso d'acqua e quindi depressa rispetto alla quota del sito. Il dislivello tra le due zone è colmato in gran parte dalle scarpate di erosione di cui si è detto.

L'area è certamente stabile e costituita da terreni ghiaiosi molto permeabili. Pertanto il drenaggio del terreno è buono e non si hanno condizioni preparatorie a dissesti di tipo gravitativo. A causa della permeabilità del terreno, elevata, non esiste rete idrografica superficiale ad esclusione dell'Adige che non può avere alcuna influenza, in relazione alle sue periodiche piene, sia per la distanza, sia per le ragioni altimetriche, come peraltro rilevabile dal Piano di Assetto Idrogeologico del fiume.

La situazione geologica della zona è caratterizzata da sottosuolo costituito da sedimenti alluvionali depositati dal fiume Adige nel recente passato geologico. Tali sedimenti sono di natura ghiaiosa e sabbiosa, ma localmente possono essere presenti livelli argillosi, depositati nelle anse del fiume, dove la velocità della corrente era molto bassa. Il materasso ghiaioso è indifferenziato fino a rilevante profondità e non si rilevano orizzonti argillosi nell'area di interesse.

2.3 – Inquadramento Idrogeologico

Non vi sono corsi d'acqua influenti sul sito di progetto. Il più vicino è il fiume Adige, che scorre ad oltre 3.5 km di distanza dal sito di progetto in un alveo incassato e ad una quota inferiore di circa 15 m rispetto al sito di progetto. Il sito è quindi al riparo da esondazioni del fiume. Il sito ricade nella cartografia del PGRA 2021-27, il quale conferma che l'area non è a rischio idraulico.



La falda acquifera ha quota, nei periodi di piena, di circa 52 m s.l.m., corrispondenti a circa 22 m p.c.. Essa non ha quindi alcuna influenza sul sito di progetto, anche nell'eventualità, comunque possibile, di piene eccezionali.

Il sottosuolo ghiaioso garantisce un buon drenaggio delle acque meteoriche.



Fig. 3 – stralcio cartografia geologica



A. DAL PRÀ e P. DE ROSSI
con la collaborazione di F. Furlan e A. Siliotti

CARTA IDROGEOLOGICA DELL'ALTA PIANURA DELL'ADIGE

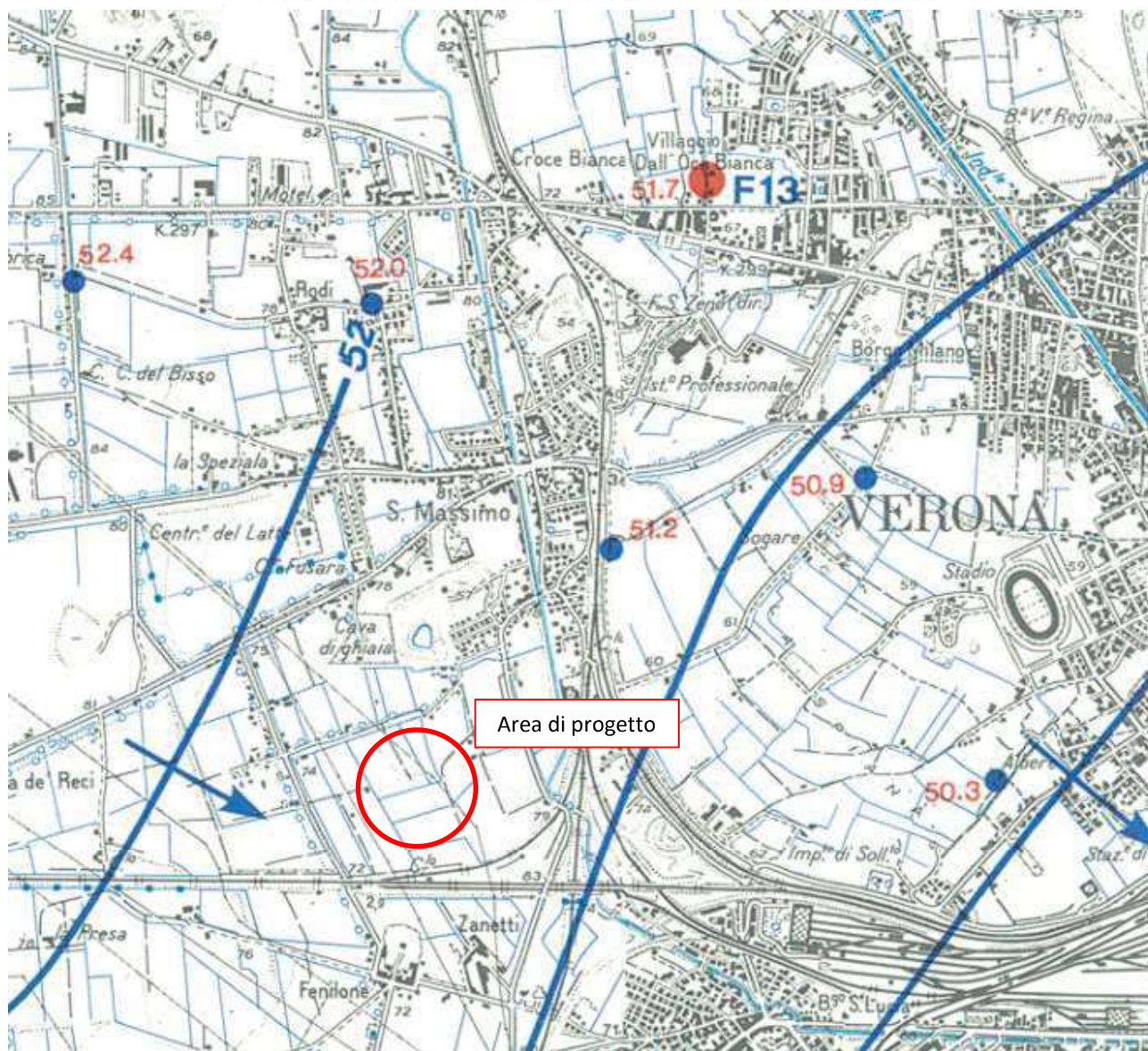


Fig. 4 – stralcio cartografia idrogeologica

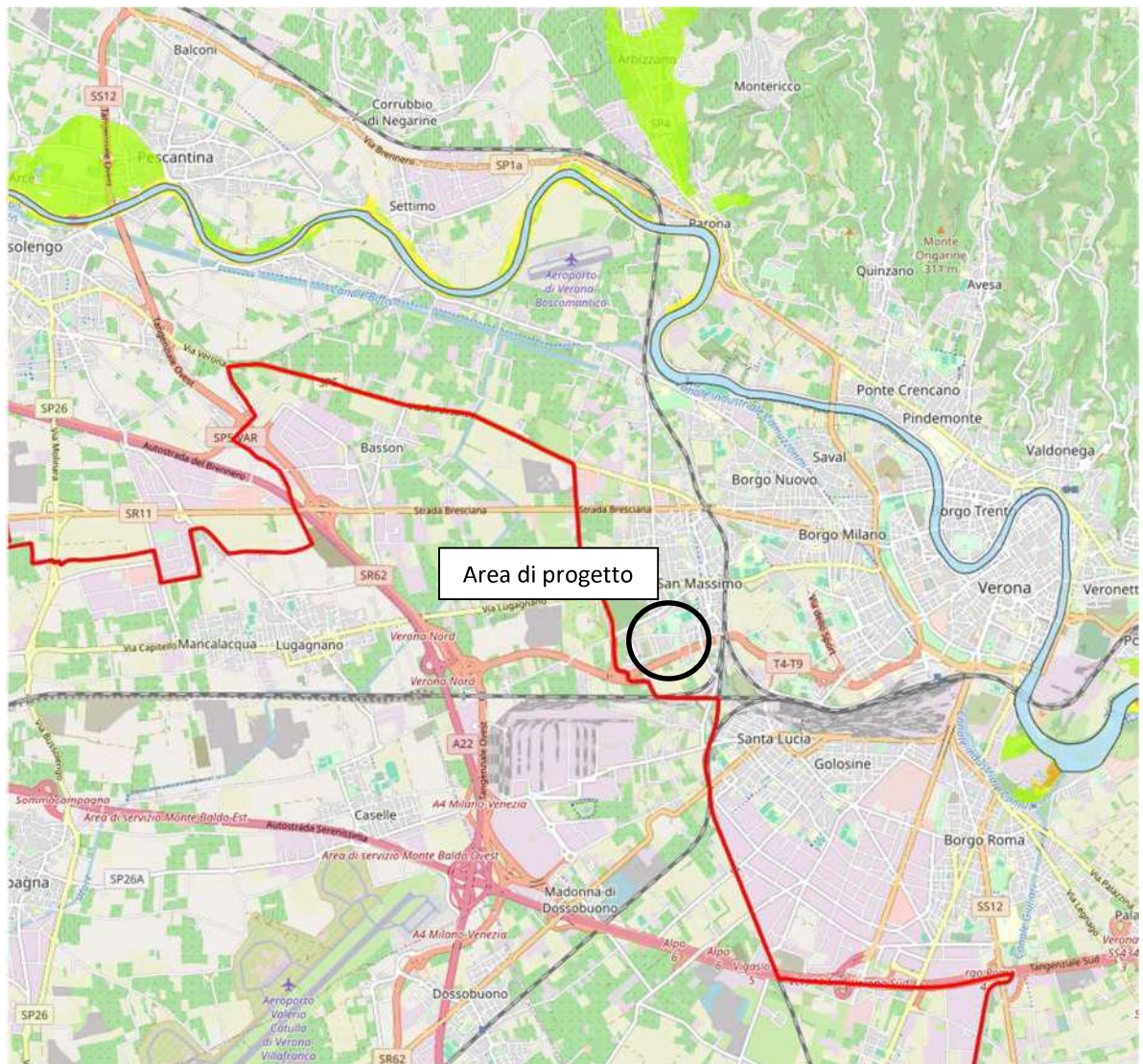


Fig. 5 – stralcio cartografia PGRA 2021-27



3 – DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto oggetto di questa relazione, riguarda la realizzazione di un complesso intervento edilizio in un contesto di Piano Urbanistico Attuativo. L'intervento previsto si compone di un'estesa area verde a parco, all'interno della quale sono presenti anche le opere di urbanizzazione, e di una parcella edificata ove saranno realizzate tre strutture residenziali, dotate di 3 piani fuori terra e piano interrato.

Si rimanda alle tavole progettuali per ogni dettaglio.



Fig. 6 – stralcio tavole di progetto

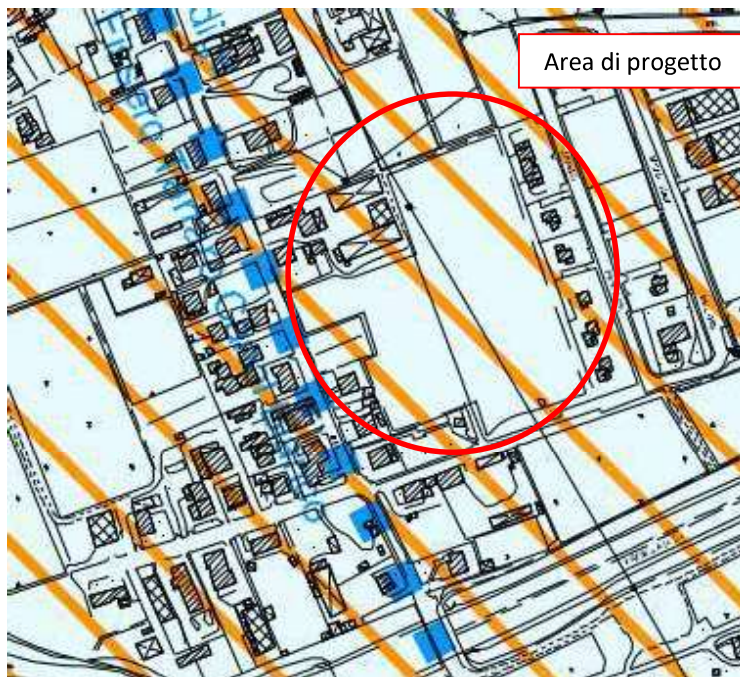


4 – INDICAZIONI DEL P.A.T.

La Carta delle Fragilità del PAT comunale indica il sito come in area con terreno ottimo ed in zona A per vulnerabilità degli acquiferi (“Aree caratterizzate dalla presenza di alluvioni fluviali e fluvioglaciali a composizione prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa, ad elevata permeabilità primaria”). Tali indicazioni sono coerenti con i dati raccolti durante le indagini. La condizione di vulnerabilità dell’acquifero sussiste in tutte le zone di alta pianura, dove la falda acquifera si trova in un materasso alluvionale ghiaioso e non è protetta da livelli a bassa permeabilità nel sottosuolo. Essa risulta quindi effettivamente vulnerabile ad apporti inquinanti proveniente dalla superficie. In questo caso non si prevede l’installazione di attività pericolose per la salute della falda. La falda è peraltro profonda oltre 20 m p.c. e le opere in progetto non andranno quindi a modificare il deflusso idrico sotterraneo.

La carta dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale indica il sito come in area di ricarica degli acquiferi. Per tale aspetto valgono le considerazioni già fatte per la vulnerabilità degli stessi.

Le restanti cartografie tematiche del PAT comunale, non danno indicazioni per il sito di interesse geologico e geotecnico.



TERRENO OTTIMO

UNITA' A

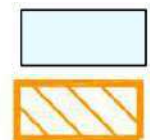
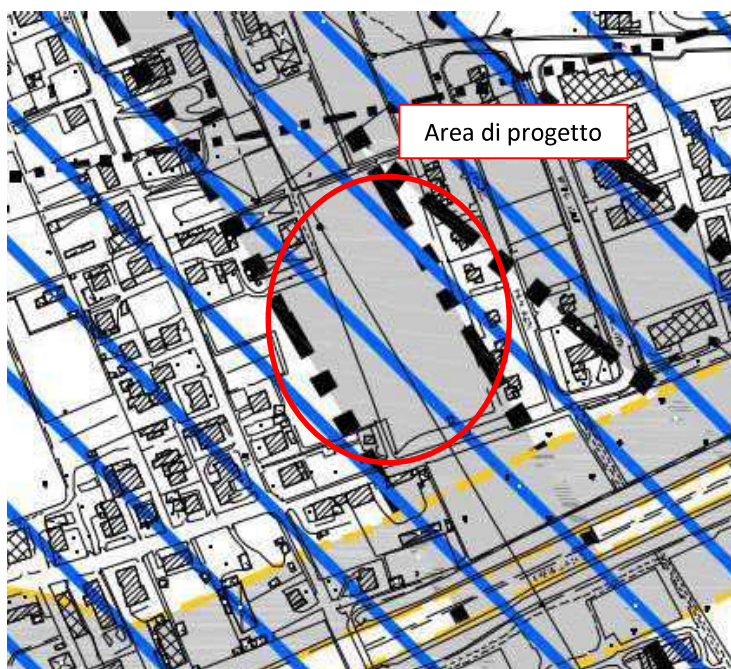


Fig. 7 – stralcio carta delle Fragilità



AREE DI RICARICA DEGLI ACQUIFERI - art. 32

INFRASTRUTTURE DELLA MOBILITA' - art. 24
fasce di rispetto

ELETTRODOTTI - art. 28
fasce di rispetto



Fig. 8 - carta dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale



5 – CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

5.1 – Indagini eseguite

Presso il sito di progetto sono state eseguite diverse indagini:

- 8 saggi con scavatore (eseguite due granulometrie su saggi S4 ed S8);
- Sondaggio a carotaggio continuo (prof. 15 m) con prove SPT in foto di sonda, eseguite a 3, 6 e 9 m dal piano campagna);
- Indagine sismica MASW e HVSR per la determinazione della categoria sismica di sito.

Si ricorda che la Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 7 del 21/02/2019 pubblicata sul S.O. della G.U. n. 35 del 11/02/2019 fornisce prescrizioni sulle modalità di indagine. Infatti al punto C6.4.1 indica che la profondità da raggiungere con le indagini deve essere pari a $b-2b$ dove “b” è la dimensione minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto. In questo caso l’indagine risulta pienamente soddisfacente e con profondità idonee.

Le stratigrafie dei saggi, la documentazione fotografica, la scheda del sondaggio e la relazione sismica sono riportati negli allegati.

Sia i saggi con il sondaggio hanno individuato un sottosuolo naturale ghiaioso.

I saggi S1, S6 hanno individuato terreno di riporto. Il saggio S2 si è arrestato a circa 30 cm per la presenza di una soletta in cemento armato non superabile. Tutti gli altri saggi hanno individuato ghiaia.

5.2 – Modello geologico del sito

Il sito di progetto si trova in un contesto di alta pianura, complessivamente semplice dal punto di vista geologico. Si tratta di un’area caratterizzata da un sottosuolo ghiaioso con occasionali livelli sabbiosi. Non vi sono, presso il sito, rilevanti cambiamenti geologici in laterali o verticali nel terreno naturale.

Nell’area sud-est del sito è stato rinvenuto riporto antropico, costituito da ghiaia e argilla frammiste, mischiate con piccole quantità di cocci e schegge di laterizio. Non è noto lo spessore del riporto, in quanto lo scavatore utilizzato non è stato in grado di superarlo.

A seguire sono indicati tutti i saggi eseguiti e le litologie da essi indagate.



Fig. 9 – posizione delle indagini. In verde i saggi che hanno indagato ghiaia, in blu il saggio S2 (bloccato da soletta in cemento), in giallo il saggio S6, che ha individuato il punto di transizione tra riporto e ghiaia, in rosso il saggio S1 che ha indagato solo riporto. Il sondaggio ha individuato ghiaia.

5.2 – Caratterizzazione geotecnica

I parametri geotecnici derivano dalle evidenze di scavo, dai risultati delle prove SPT eseguite nel sondaggio e da documentazione bibliografica e di archivio. L'analisi della prova SPT è stata eseguita utilizzando gli applicativi messi a disposizione in "Ingegneria geotecnica e geologia applicata", F. Cetraro, EPC editore, 2023. Della tre prove, solo la prima ha dato un numero di colpi utilizzabile, mentre le altre due sono andate a rifiuto, ossia hanno misurato un numero di colpi maggiore di 50. I calcoli basati sulla prima prova SPT (3 m) sono quindi cautelativi, dato che le successive sono migliori. Il riporto non viene caratterizzato, in quanto per sua natura eterogeneo e, in ogni caso, non impiegabile come sedime di fondazione senza opportune lavorazioni (rullatura per strati e verifica della lavorazione con prove di carico su piastra).



Tab. 1 – parametri geotecnici

PARAMETRO	VALORE
Peso di volume γ	2200 kg/m ³
Coesione non drenata c_u	--
Angolo d'attrito di sito Φ	45°
Angolo di attrito a volume costante Φ'	37°
Densità relativa D_r	>70%

Correzione del numero dei colpi (N_{60})

- Prove SPT -
Skempton (1986)

Fattori correttivi:

<i>Rapporto energetico:</i>	Martello a forma di ciambella	$C_E =$	1,00	<i>Intervallo</i> (0,5 – 1,0)
<i>Diametro del foro:</i>	65 mm – 115 mm	$C_B =$	1,00	
<i>Metodo di campionamento:</i>	Campionatore standard	$C_S =$	1,00	(1,0)

					1 (15 cm)	2 (30 cm)	3 (45 cm)
SPT n. 1	Profondità =	3,00	[m]	$z_{15} =$	3,15	3,30	3,45
	$C_R =$	0,75		$N =$	36	46	49
	$N_1 =$	36					
	$N_2+N_3 =$	95					
					$N_{60} =$	71,3	[colpi/0,3]



5.2 – Caratterizzazione sismica

Il territorio del comune di Verona non era classificato sismico. Successivamente la ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 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* lo ha inserito in classe 3, con valore di ancoraggio dell'accelerazione sismica orizzontale di 0.15g. La successiva OPCM n. 3519 del 28 aprile 2006 ha modificato il valore di ancoraggio alla accelerazione sismica orizzontale. Nel gennaio 2008 è stato introdotto il D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" che ha nuovamente ridefinito la situazione sismica del territorio italiano su basi statistiche probabilistiche collegando la accelerazione sismica di progetto alle caratteristiche della costruzione oltre che alla situazione morfologica e geologica locale e ovviamente alle condizioni sismologiche del territorio. Infatti essa dipende in primis dalla latitudine e longitudine del sito di interesse. La successiva modifica alle NTC introdotta con il D.M. 17 gennaio 2018 (NTC2018) ha apportato ulteriori modifiche alle categorie sismiche. **La nuova classificazione sismica dei Comuni del Veneto, definita dalla D.G.R. 244 del 9 marzo 2021, ha inserito il Comune in classe 2, con valore di ancoraggio dell'accelerazione sismica orizzontale di 0.25g.**

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a _g]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [a _g]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	a _g > 0,25 g	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	0,15 < a _g ≤ 0,25 g	0,25 g	2.224
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	0,05 < a _g ≤ 0,15 g	0,15 g	3.002
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	a _g ≤ 0,05 g	0,05 g	1.982



L'indagine MASW eseguita permette di considerare il sito in **CATEGORIA SISMICA B**.

Tab. 2 – categoria sismica

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori agli 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni caratterizzati da meccaniche più scadenti con spessore massimo di 3 m
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità compresi tra 360 m/s ed 800 m/s</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità compresi tra 180 m/s ed 360 m/s
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità compresi tra 100 m/s ed 180 m/s
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m

In riferimento alla seguente tabella (D.M. 17.1.2018, tab. 3.2.III) il sito ricade nella **categoria T1**.

Tabella 3 – categoria topografica

categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

5.3.1 – Rischio di liquefazione

La profondità della falda, ben superiore ai 15 m entro cui si sviluppa il fenomeno, permette di considerare tale rischio nullo.



5.3.2 – Faglie capaci e attive

Il portale ITHACA (<http://sgi.isprambiente.it/ithaca/viewer/index.html>), gestito dall'Istituto Superiore per la Protezione e Ricerca Ambientale (ISPRA), e gli studi di Microzonazione Sismica del comune di Verona, non indicano tracce di faglia nell'area di interesse.

Si può quindi affermare che il sito di progetto non presenti criticità relative alle faglie attive e capaci, in quanto esterno alla fascia di rispetto e non siano quindi necessari ulteriori approfondimenti.



Fig. 10 – stralcio mapviewer ITHACA



Parametri sismici

Stabilità pendii e fondazioni

Sito in esame.

latitudine: 45,433043
longitudine: 10,940243
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 12507	Lat: 45,4576	Lon: 10,9270	Distanza: 2922,366
Sito 2	ID: 12508	Lat: 45,4591	Lon: 10,9981	Distanza: 5365,298
Sito 3	ID: 12730	Lat: 45,4092	Lon: 11,0002	Distanza: 5381,050
Sito 4	ID: 12729	Lat: 45,4077	Lon: 10,9291	Distanza: 2952,723

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50 anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,041 g
Fo: 2,512
Tc*: 0,235 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,056 g
Fo: 2,520
Tc*: 0,246 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,157 g
Fo: 2,430
Tc*: 0,276 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,204 g
Fo: 2,470
Tc*: 0,280 [s]



Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,200
Cc: 1,470
St: 1,000
Kh: 0,010
Kv: 0,005
Amax: 0,486
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,200
Cc: 1,460
St: 1,000
Kh: 0,013
Kv: 0,007
Amax: 0,654
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,200
Cc: 1,420
St: 1,000
Kh: 0,045
Kv: 0,023
Amax: 1,853
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,200
Cc: 1,420
St: 1,000
Kh: 0,069
Kv: 0,034
Amax: 2,400
Beta: 0,280



5.3.3 – Indicazioni degli studi di MS

L'area è interamente coperta dagli studi di microzonazione sismica del comune di Verona.

La Carta Geologico Tecnica indica il sito in zona GWfg "Ghiaie pulite con granulometria ben assortita, miscela di ghiaia e sabbie di deposito fluvio glaciale". Il dato è del tutto coerente con i risultati di indagine.

La Carta delle MOPS indica l'area in zona 2009 (depositi fluvioglaciali ghiaiosi e sabbiosi con alternanza di livelli limosi e sabbiosi), il dato è coerente con i dati acquisiti durante le indagini e con le conoscenze generali sull'area.

La Carta delle Frequenze indica per il sito un pizzo pari a $2H/V$ con F_0 compresa tra 0.37 e 1.80 Hz.

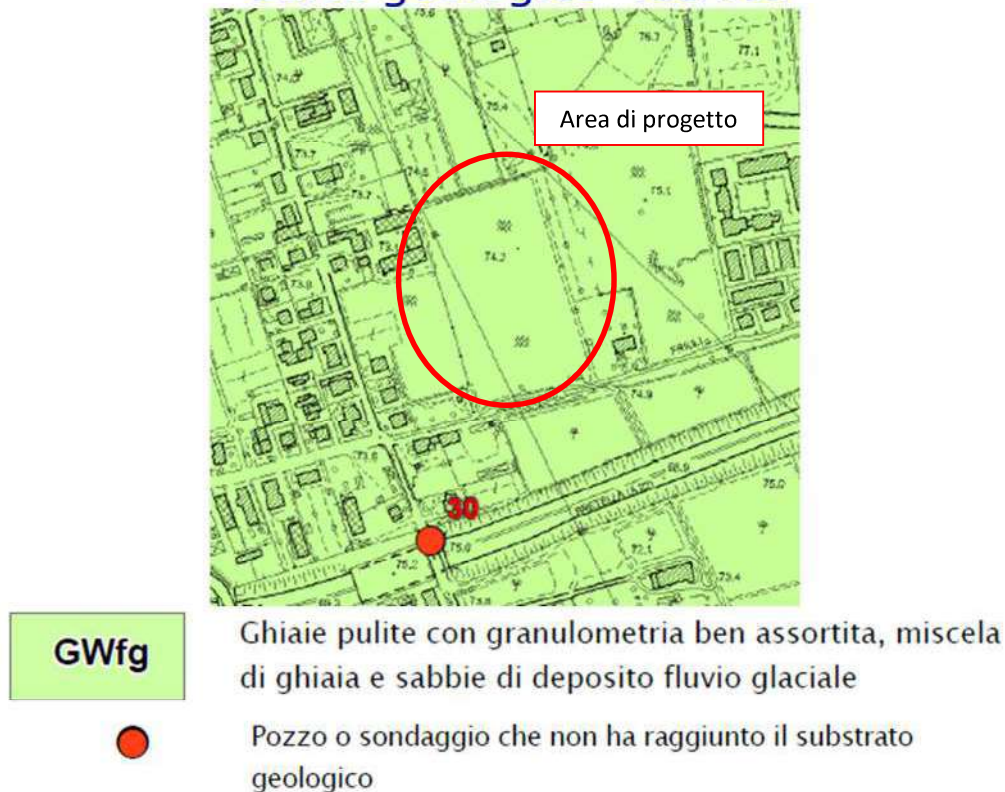
La carta delle CPSL indica il sito come in zona P4a.

Le Carte della Microzonazione sismica indicano valori di F_a di 1.5-1.6 nell'intervallo 0.1-0.5 s e 0.4-0.8 s e valori di F_a di 1.7-1.8 nell'intervallo 0.7-1.1 s.

Tali indicazioni non contrastano con i dati puntuali acquisiti presso il sito di progetto.

MICROZONAZIONE SISMICA

Carta geologico-tecnica





Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica



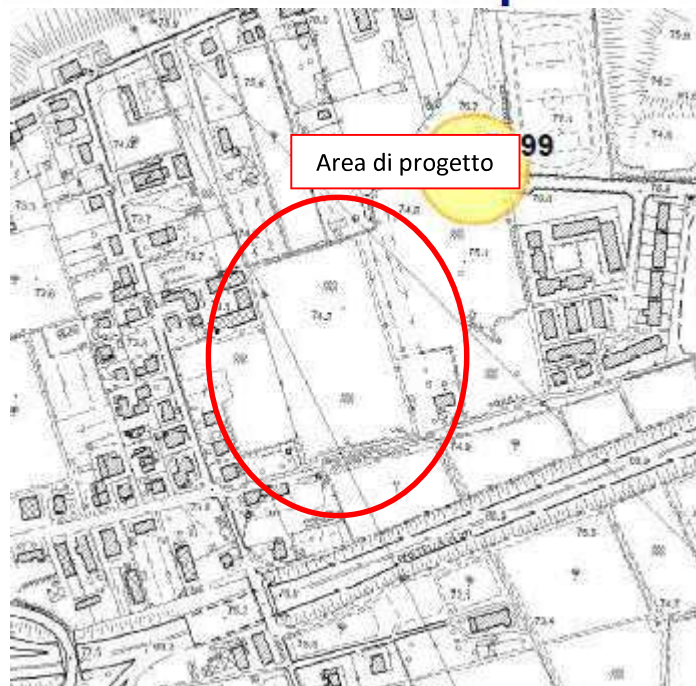
Area di progetto

2009

Zona 9 - GWfg - è formata dalla formazione dei depositi fluvio-glaciali, dell'antico conoide depositato dall'Adige, che costituiscono la maggior parte della pianura veronese, costituito da materiali ghiaiosi e sabbiosi alternati a livelli sabbiosi e limosi con spessori anche superiori a 100 m.

Sono presenti diverse cave in ghiaia con fronti (orli di scarpata) piuttosto alti e con pendenze elevate. Non si esclude l'ipotesi di possibili fenomeni di amplificazione litostratigrafica, per contrasti di impedenza, e morfologica, per la presenza di orli di scarpata di cave e di terrazzi fluviali.

Carta delle frequenze



Area di progetto

Frequenza (F0)

Ampiezza del picco



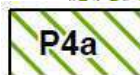
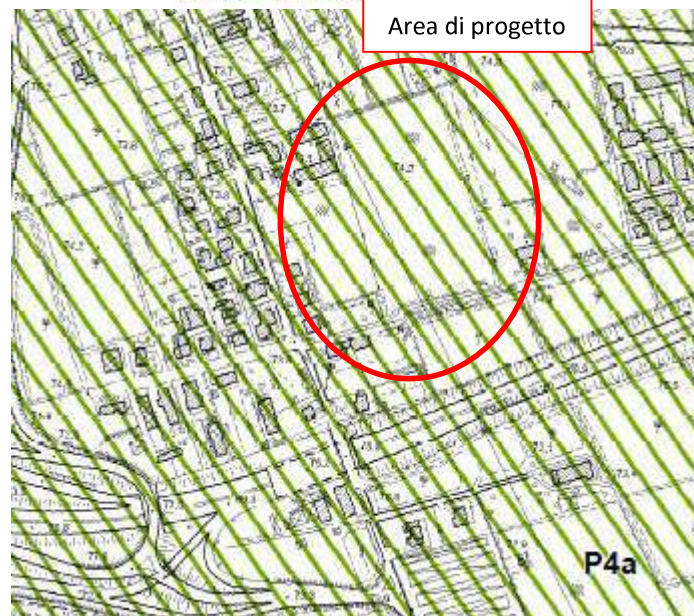
$0.37 \text{ Hz} \leq F_0 \leq 1.80 \text{ Hz}$



2 H/V

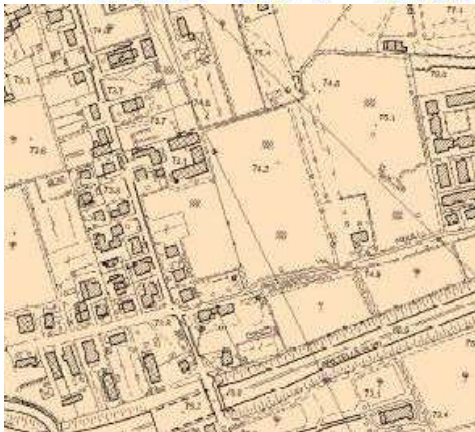


Carta della pericolosità sismica locale



Zona di fondovalle ampie e di pianura con depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi

Carta di microzonazione sismica FA 0.1–0.5 s – Livello 3



FA = 1.5 – 1.6



Carta di microzonazione sismica FA 0.4-0.8 s – Livello 3



FA = 1.5 – 1.6

Carta di microzonazione sismica FA 0.7-1.1 s – Livello 3



FA = 1.7 – 1.8



6 – STIMA DELLA CAPACITA' PORTANTE

La normativa vigente (D.M. 17.1.2018) prescrive che le verifiche della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza rispettando per ogni stato limite la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto degli effetti delle azioni valutato in base ai valori di progetto delle azioni come indicato nel paragrafo 2.5.3 della normativa o direttamente.

A seguire verranno quantificate le resistenze del terreno, da confrontare con gli effetti delle azioni per valutare se la relazione precedente sia verificata, per le opere di fondazione.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

$$Q_{lim} = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + s_q \times y_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0.5 \times y_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y \times b_y \times g_y \quad (\text{per } \varphi > 0);$$

$$Q_{lim} = 5.14 \times C_u \times (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + y_1 \times D \quad (\text{per } \varphi = 0);$$



Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Con A_f = area effettiva della fondazione e φ = inclinazione della base fondazione

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (10.5 \tan \beta)^5$$



Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$
$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$
$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$
$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Utilizzando il software QSB2 di PROGRAMGEO, sono stati eseguiti diversi calcoli di capacità portante, considerando una **fondazione nastriforme con vari dimensionamenti e profondità di posa.** I Calcoli sono stati eseguiti utilizzando **l'applicazione 1 combinazione 2 delle NTC2018, con coefficientazione 1.25 per angolo di attrito e coesione, 1.4 per la coesione non drenata e 1.8 per il fattore di sicurezza globale. I valori di carico indicati sono da intendersi come Stato Limite Ultimo (SLU).** L'attuale normativa richiede di eseguire i calcoli con l'applicazione 2 (coefficientazione 1 per i parametri geotecnici e 2.3 per la capacità portante calcolata). Tuttavia l'applicazione 2 prevede un incremento dei carichi di progetto durante la fase di calcolo, circostanza questa che non può essere tenuta in conto durante i calcoli da parte del geologo, dato che tali considerazioni spettano al progettista. Per questo motivo la capacità portante calcolata in tal modo risulterebbe eccessivamente elevata ed irrealistica e, ai fini di dare una migliore e più realistica indicazione al progettista, si ritiene opportuno effettuare i calcoli anche con l'applicazione 1 combinazione 2, che non richiede maggiorazione dei carichi.

Non è prudente prevedere carichi superiori a quelli di calcolo e comunque si consiglia di non superare valori di carico effettivamente trasmessi al terreno 3.5-4 kg/cm² per fondazioni a nastro. I valori sono riferiti a carichi verticali centrati su fondazione di area efficace con appoggio sul terreno indicato avente caratteristiche geotecniche riportate in questa relazione. eventuali terreni di riporto non potranno essere utilizzati come terreno di fondazione. Si ricorda che la vigente normativa impone di superare gli strati superficiali di suolo, soggetti a variazioni di umidità e temperatura.

Si richiama l'attenzione sul fatto che i valori di capacità portante calcolati si riferiscono a carichi verticali su fondazione di area efficace. La dimensione fondazione va quindi corretta in funzione dell'eccentricità, determinando di fatto una riduzione dell'area effettiva, detta appunto area efficace, e conseguentemente



un incremento della pressione trasmessa al terreno. La presenza di momenti o inclinazioni di carico, ivi comprese quelle sismiche, determina un valore inferiore all'unità dei fattori "i" di inclinazione del carico con incidenza, **talora anche molto rilevante**, sulla capacità portante che può essere correttamente valutata solo conoscendo tali inclinazioni o l'entità delle forze orizzontali e verticali del fattore "q" ecc., che possono dipendere da vari fattori. Non disponendo dei valori di inclinazione o l'entità delle forze suddette il calcolo è stato eseguito per carichi verticali.

Non è possibile, con l'attuale grado di approfondimento delle indagini, fornire alcuna stima dei cedimenti attesi. Questi saranno presumibilmente molto ridotti e pressochè istantanei all'applicazione del carico.

Le indicazioni riportate nel paragrafo sono valide per fondazioni poggiate su ghiaia naturale.

Tab. 4 – calcoli di capacità portante

agli SLU, per carichi verticali su fondazione di area efficace in condizioni non sismiche

LARGHEZZA (m)	LUNGHEZZA(m)	PROFONDITA' (m)	CAP. PORTANTE APP.1 COMB.2 (kg/cm ²)	CAP. PORTANTE APP. 2 (kg/cm ²)
0,5	10	0,5	1,90	3,48
0,5	10	0,75	2,72	4,78
0,5	10	1	3,61	6,21
0,75	10	0,5	2,27	4,13
0,75	10	0,75	3,22	5,64
0,75	10	1	4,00	6,90
1	10	0,5	2,58	4,74
1	10	0,75	3,47	6,17
1	10	1	4,45	7,73



7 – PORTANZA PER LE OPERE DI URBANIZZAZIONE

Un buon sottofondo stradale deve sostanzialmente presentare cedimenti minimi sotto i carichi trasmessi alla pavimentazione. Per valutazione di queste qualità, la prova principe da impiegare è la prova di carico su piastra, secondo norma SNV 670317 o SNV 670317 A (le due norme si differenziano sostanzialmente per il numero di comparatori: con 3 comparatori o con singolo comparatore. La prova con 3 comparatori è di più lunga messa in opera ma più precisa nelle misurazioni del cedimento, è quindi quella consigliata). Le caratteristiche della struttura stradale, costituita da sottofondo, fondazione e strato di base, si definiscono in base al tipo di materiale, classificato delle norme UNI11531-1:2014, ed al modulo di deformazione da raggiungere durante le prove di carico su piastra. Le norme UNI suddividono i materiali in diverse categorie, da A1 (migliore) ad A8 (peggiore e non impiegabile), in base alla granulometria ed ai limiti di Atterberg, indicando per ogni categoria un indice di gruppo Ig. L'indice di gruppo, utilizzando l'apposito abaco, permette di determinare in modo empirico lo spessore indicativo dello strato di fondazione e della sovrastruttura per diversi tipi di traffico.

Nello specifico, il materiale presente presso il sito e su cui potrebbe realizzarsi il rilevato stradale, è di 2 tipi: riporto costituito da ghiaia e argilla e ghiaia naturale. In base alla figura successiva, le ghiaie ricadono in categoria A1, con indice di gruppo Ig pari a 0. Esse possono quindi essere usate come piano di base della strada, a patto che raggiungano determinati valori di modulo di deformazione, successivamente indicati. Il materiale di riporto nelle aree indagate potrebbe forse ricadere in categoria A2, il riporto è tuttavia per sua natura eterogeneo e potrebbe quindi avere caratteristiche diverse da zona a zona.

Valori accettati di moduli di reazione per una strada secondaria con traffico leggero, sono pari a 800 kg/cm^2 per la base, 600 kg/cm^2 per gli strati di fondazione e 250 kg/cm^2 per i sottofondi. Per traffico leggero è inteso un volume di traffico inferiore ai 50 veicoli commerciali (autocarri + autobus) al giorno). E' facoltà della Direzione Lavori prescrivere valori più elevati o più bassi anche in funzione del tipo di massicciata stradale scelto e del suo spessore. Il metodo degli indici di gruppo è solo uno dei metodi per il calcolo degli spessori dei sottofondi stradali. È facoltà della Direzione Lavori adottare un diverso metodo. L'attuale progetto prevede di scavare per 50 cm dal piano campagna per poi realizzare un rilevato di 80 cm dal piano di posa (altezza finale +30 cm dal piano campagna attuale). In base ai saggi eseguiti, il piano di posa sarà



rappresentato da ghiaia, in categoria A1 nel grosso dei tratti, con possibili punti con riporto in presumibile categoria A2. Il riporto è per sua natura poco addensato e, anche nel caso in cui fosse omogeneo, andrà certamente rullato per conferirgli idonee caratteristiche. Per la realizzazione del rilevato si prescrive l'utilizzo di materiali in categoria A1 o A3, lavorati in modo tale da raggiungere i livelli di modulo di compressione indicati e ricapitolati alla successiva tabella. È facoltà della Direzione Lavori accettare materiali in altre categorie, a suo insindacabile giudizio.

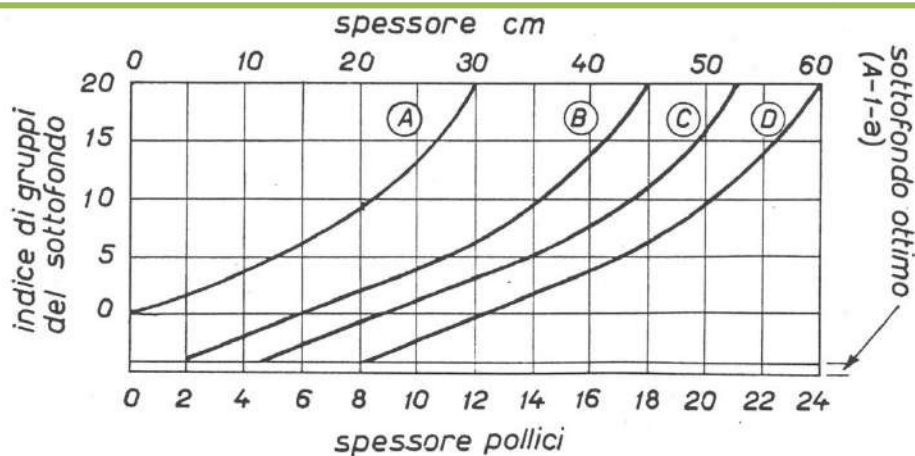
prospetto 1

Classificazione delle terre

Classificazione generale	Terre ghiaio-sabbiose Frazione passante al setaccio 0,063 mm ≤ 35%						Terre limo-argillose Frazione passante al setaccio 0,063 mm > 35%				Torbe e terre organiche palustri
Gruppo	A1		A3	A2			A4	A5	A6	A7	A8
Sottogruppo	A1-a	A1-b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7			A7-5	A7-6
Frazione passante al setaccio 2 mm 0,4 mm 0,063 mm	≤50 ≤30 ≤15	- ≤50 ≤25	- >50 ≤10	- ≤35	- ≤35	- ≤35	- ≤35	- >35	- >35	- >35	- >35
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 mm LL (Limite liquido) IP (Indice di plasticità)	- ≤6	- ≤6	- N.P.	≤40 ≤10	>40 ≤10	≤40 >10	>40 >10	≤40 ≤10	>40 >10	≤40 >10 IP ≤ LL-30	>40 >10 IP > LL-30
Indice di gruppo	0		0	0	≤4			≤8	≤12	≤16	≤20
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fina	Ghiaia o sabbia limosa o argillosa			Limi poco compressibili	Limi molto compressibili	Argille poco compressibili	Argille molto compressibili e mediamente plastiche	Argille molto compressibili e molto plastiche
Qualità portanti quale terreno di sottolongo in assenza di gelo	Da eccellente a buono						Da mediocre a scadente				Da scartare
Azione del gelo sulle qualità portanti	Nessuna o lieve		Media			Molto elevata		Media	Elevata	Media	
Ritiro e rigonfiamento	Nullo		Nullo o lieve			Lieve o medio		Elevato	Elevato	Molto elevato	
Permeabilità	Elevata		Media o scarsa				Scarsa o nulla				
N.P. = non plastico; - = Non necessario per la classificazione.											

Fig. 9 – classificazione delle terre secondo la norma UNI11531-1:2014

Fig. 9 – classificazione delle terre secondo la norma UNI11531-1:2014



Curva A = spessore dello strato di fondazione.
 Curva B = spessore totale della sovrastruttura; traffico leggero.
 Curva C = spessore totale della sovrastruttura; traffico medio.
 Curva D = spessore totale della sovrastruttura; traffico pesante.
 Traffico leggero: $I = < 50$ veicoli commerciali (autocarri + autobus) al giorno.
 Traffico medio: $I = 300$ veicoli commerciali (autocarri + autobus) al giorno.
 Traffico pesante: $I = > 300$ veicoli commerciali (autocarri + autobus) al giorno

Fig. 10 – abaco per sottofondi flessibili, metodo degli indici di gruppo
 (Geotecnica stradale, Touring club italiano, 1966)

Tab. 5 – riepilogo dei valori di modulo di deformazione
 (strada con traffico leggero: <50 veicoli commerciali (autocarri + autobus) al giorno)

ELEMENTO	MODULO DI REAZIONE (kg/cm ²)
base	800
Strati di fondazione	600
sottofondi	250



8 – CONCLUSIONI

Il sito di progetto si trova in Verona, in prossimità di via Friuli nella località di San Massimo all'Adige.

Il sito non presenta criticità geologiche, geotecniche, idrogeologiche o sismiche ostative al progetto.

Il sottosuolo naturale è costituito ghiaia atesina di ottime caratteristiche. Tale terreno è presente in gran parte dell'area.

Nell'area sud-orientale è stato rilevato riporto antropico, costituito da ghiaia con argilla, di spessore complessivo non noto. Non è stato possibile verificare l'esatta estensione dell'area interessata dal riporto. Tale terreno non utilizzabile come sedime di fondazione se non opportunamente lavorato con rullatura per strati e solo dopo aver verificato la qualità della lavorazione con prove di carico su piastra.

Il riporto è stato considerato, dal punto di vista della geotecnica stradale, in tipologia A2. Tale indicazione dovrà essere verificata con una prova granulometrica ed è, in ogni caso, relativa ai soli punti in cui il riporto è stato indagato.

La falda acquifera è molto profonda e non esercita alcuna influenza sul sito di progetto, non vi sono inoltre corsi d'acqua che possano avere un qualche effetto sull'area. Il sottosuolo ghiaioso è molto permeabile e non vi sono quindi difficoltà nello smaltimento delle acque meteoriche.

Dal punto di vista sismico, il sito è in categoria B, non è presente nessun rischio di liquefazione sismica né criticità relative alla Faglie Capaci e Attive.

Non riscontrando motivi ostativi dal punto di vista geologico, si ritiene che il nulla osta alla realizzazione del progetto possa essere concesso per gli aspetti di competenza geologica.



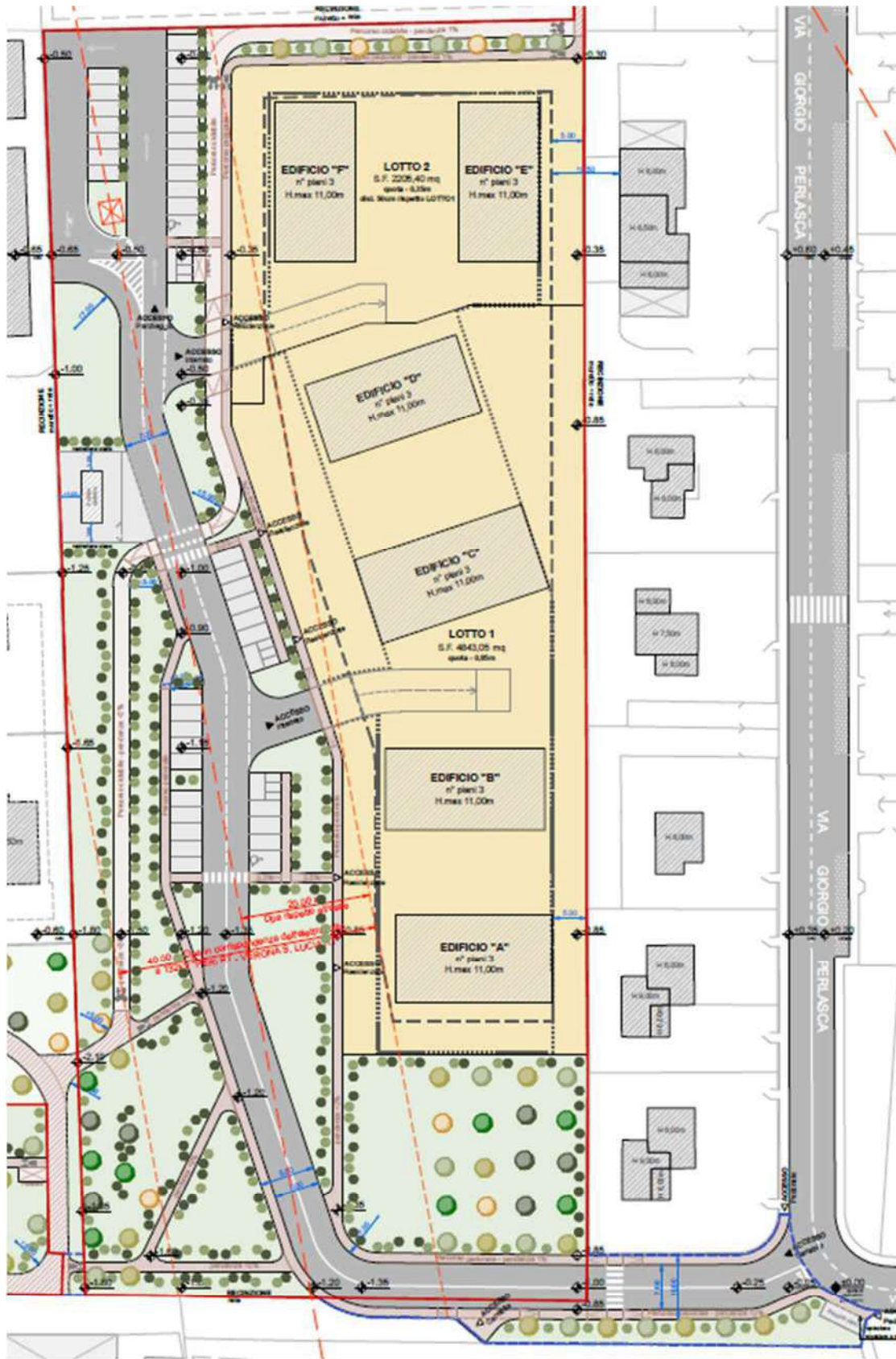
Tab. 6 – sintesi dei dati di relazione

I dati sintetici in tabella non sostituiscono i dati e le valutazioni di dettaglio contenuti in relazione

Indagini	8 saggi con scavatore, 1 sondaggio con 3 prove SPT in foro, 2 granulometrie (saggi S1 ed S8), indagine sismica MASW e HVSR
Sottosuolo naturale indagato	Ghiaia atesina
Quota falda dal piano campagna	22 m p.c.
Parametri geotecnici assegnati	Vedi tabella 1 a pagina 15
Categoria sismica	Categoria B coma da indagine MASW
Rischio di liquefazione	Nulla
Faglie Attive e Capaci (FAC)	Il sito non ricade in una ZA_FAC (Zona di Attenzione per Fagli Attiva e Capace)
Criticità geomorfologiche	Non rilevate
Criticità idrogeologiche	Non rilevate
Criticità geotecniche	Presenza di terreni di riporto in parte dell'area di progetto.
Cedimenti	Presumibilmente molto ridotti e pressochè istantanei all'applicazione del carico e di entità molto ridotta (indicazione valida per appoggio su ghiaia)
Capacità portante (SLU, condizioni non sismiche, carichi verticali su fondazione di area efficace)	Si consiglia di non superare valori di 3.5 kg/cm ² per fondazioni a nastro.
Indicazioni del PGRA	Sito mappato dal PGRA, nessuna indicazione di pericolosità idraulica
Indicazioni studi di MS	Sito coperto integralmente dagli studi di MS, indicazioni coerenti con le indagini svolte in sito
Prescrizioni principali	- Verificare l'effettiva estensione del riporto ed il suo spessore durante i lavori. - Non utilizzare il terreno di riporto come sedime di fondazione o come piano di appoggio delle opere se non previo opportuna lavorazione dello stesso.



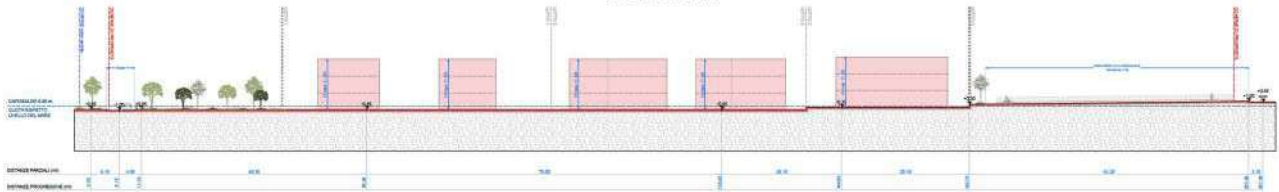
ALLEGATO 1 – STRALCI DI PROGETTO





SEZIONI DI PROGETTO

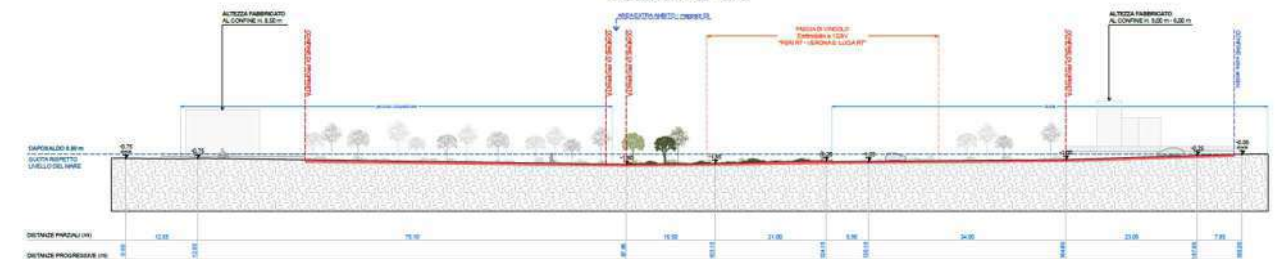
SEZIONE AA'



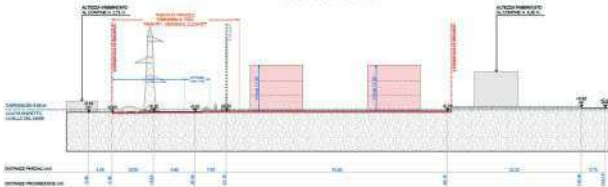
SEZIONE BB'



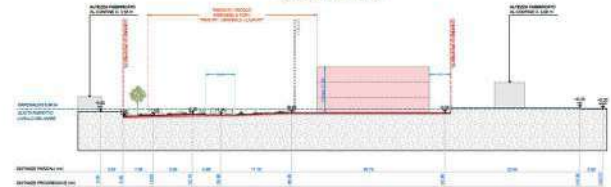
SEZIONE CC'



SEZIONE EE'



SEZIONE DD'





ALLEGATO 2 – SAGGI CON SCAVATORE



SAGGIO S1

PROFONDITÀ (m p.c.)	DESCRIZIONE
0 – 3.5	Riporto antropico costituito da ghiaia con argilla, presenza di schegge di laterizio, rinvenuto a 2 m blocco di cemento

SAGGIO S2

PROFONDITÀ (m p.c.)	DESCRIZIONE
0 – 0.6	Riporto argilloso
0.6	Soletta in cemento armato



SAGGIO S3

PROFONDITÀ (m p.c.)	DESCRIZIONE
0 – 0.8	Terreno vegetale
0.8 – 3.3	Ghiaia atesina naturale a tratti con orizzonti di ciottolotti cementati

SAGGIO S4

PROFONDITÀ (m p.c.)	DESCRIZIONE
0 – 2.7	Ghiaia atesina naturale

SAGGIO S5

PROFONDITÀ (m p.c.)	DESCRIZIONE
0 – 0.2	Terreno vegetale
0.2 – 2.8	Ghiaia atesina naturale

SAGGIO S6 – il saggio ha individuato il punto di contatto tra ghiaia e riporto.

PROFONDITÀ (m p.c.)	DESCRIZIONE
0 – 1.5	Riporto antropico costituito da ghiaia con argilla e presenza di occasionali schegge di laterizio
1.5 – 3.5	Sul lato nord dello scavo ghiaia atesina naturale Sul lato sud dello scavo prosegue il riporto antropico

SAGGIO S7

PROFONDITÀ (m p.c.)	DESCRIZIONE
0 – 0.4	Terreno vegetale
0.4 – 3.1	Ghiaia atesina naturale

SAGGIO S8

PROFONDITÀ (m p.c.)	DESCRIZIONE
0 – 0.7	Terreno vegetale
0.7 – 2.0	Ghiaia atesina naturale
2.0 – 2.6	Ghiaia con sabbia
2.6 – 3.4	Ghiaia atesina naturale



Foto settore EST



Saggio S1



Saggio S2



Saggio S3



Saggio S4



Saggio S5



Saggio S6



Saggio S7



Saggio S8





ALLEGATO 3 – GRANULOMETRIE

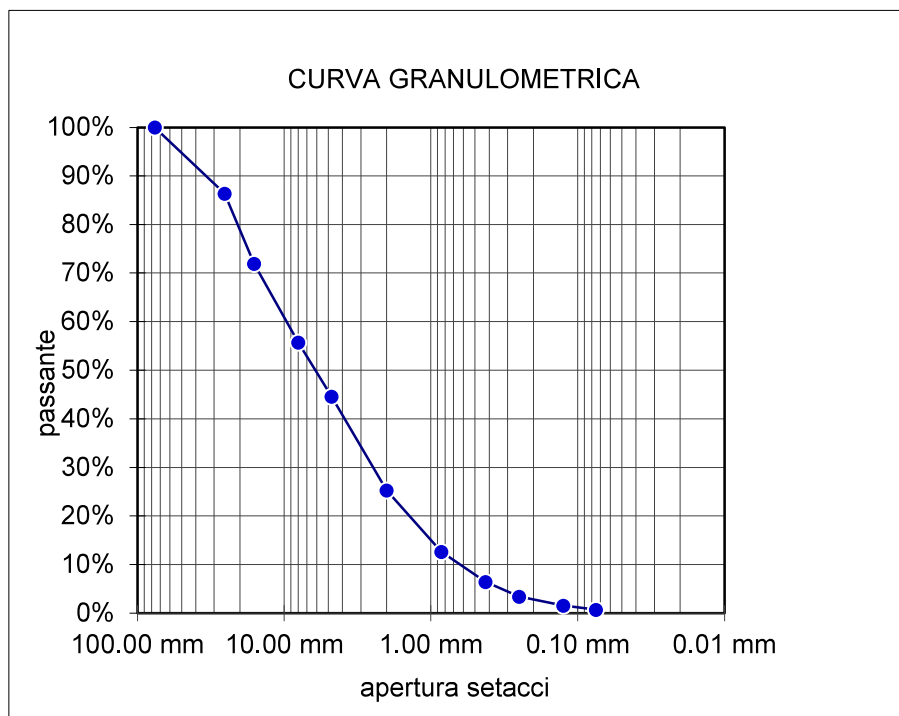
Campione: S4		Profondità: m 2,5			WL= 48	IP= 13
vaglio	peso netto	trattenuto	passante	D60	D20	D10
mm	g	%	%	mm	mm	mm
76,200	0,00	0,00%	100,00%			
25,400	295,00	0,00%	86,34%			
16,000	311,30	0,00%	71,92%			
8,000	349,50	16,18%	55,74%			
4,750	241,37	11,18%	44,56%			
2,000	416,70	19,30%	25,27%			
0,850	272,10	12,60%	12,67%			
0,425	134,50	6,23%	6,44%			
0,250	64,70	3,00%	3,45%			
0,125	41,10	1,90%	1,54%			
0,075	17,20	0,80%	0,75%			
<0,075	16,10	0,75%				
totale	2159,57	100,00%		9,601	1,398	0,632
CU =	15	COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA % ghiaia = 74,73 % % sabbia = 24,52 % % limo e arg.= 0,75%				
K1 cm/s =	0,399					
K2 cm/s =	0,7304					
Gruppo UNI:	A-1-a					
Classe USCS:	GW					
limiti di consistenza non eseguiti						

Note: le percentuali di sabbia e limo + argilla sono approssimate, considerando come limite per la sabbia il valore di 0.075 mm (anziché 0,06 mm)

CU = D60/D10 = coefficiente di uniformità

K1 (cm/s) = $100 \times (D_{10})^2$ = coeff. di permeabilità (rif. HAZEN; D10 in cm)

K2 (cm/s) = $10^{[2,28 \cdot \log(D_{20}) - 0,46865]}$ = coeff. di permeabilità (rif. E.N.E.L.; D20 in mm)





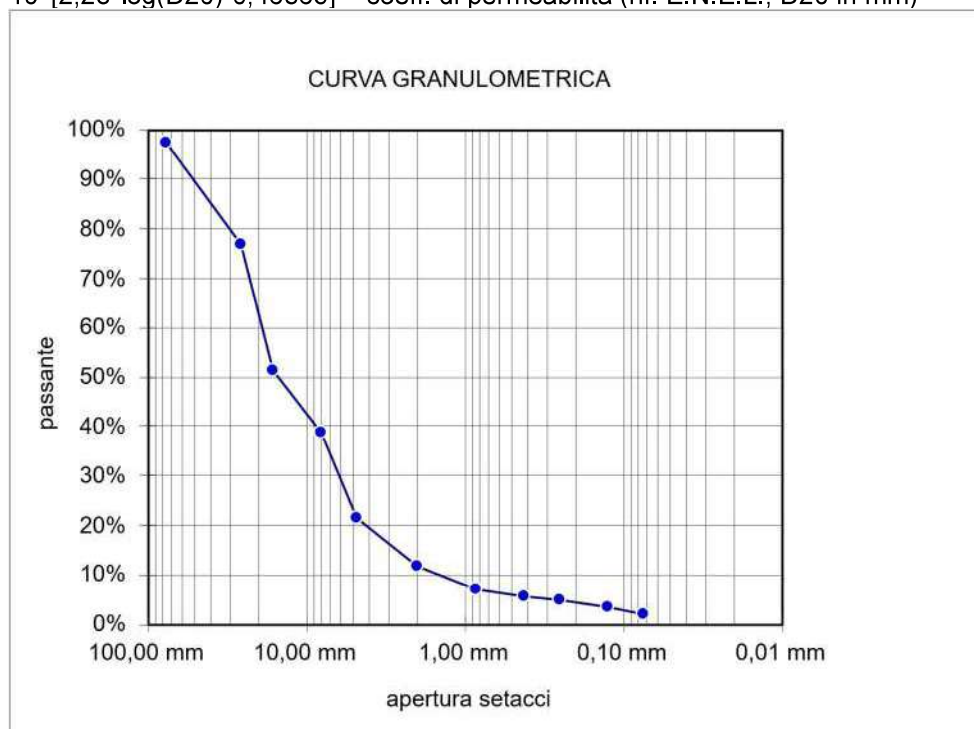
Campione:		8	Profondità: m 3,0			WL= 48 IP= 13	
vaglio	peso netto	trattenuto	passante	D60	D20	D10	
mm	g	%	%	mm	mm	mm	
76,200	98,90	0,00%	97,46%				
25,400	802,70	0,00%	76,81%				
16,000	988,70	0,00%	51,38%				
8,000	494,50	12,72%	38,66%				
4,750	668,80	17,20%	21,46%				
2,000	378,60	9,74%	11,73%				
0,850	183,80	4,73%	7,00%				
0,425	55,30	1,42%	5,58%				
0,250	30,20	0,78%	4,80%				
0,125	50,40	1,30%	3,50%				
0,075	66,10	1,70%	1,80%				
<0,075	70,10	1,80%					
totale	3888,10	100,00%		18,713	4,171	1,463	
CU =	13	COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA % ghiaia = 88,27 % % sabbia = 9,92 % % limo e arg.= 1,80%					
K1 cm/s =	2,142						
K2 cm/s =	8,8243						
Gruppo UNI:	A-1-a						
Classe USCS:	GW						
limiti di consistenza non eseguiti							

Note: le percentuali di sabbia e limo + argilla sono approssimate, considerando come limite per la sabbia il valore di 0.075 mm (anziché 0,06 mm)

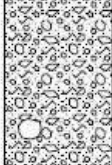
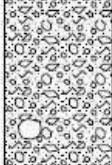
CU = D60/D10 = coefficiente di uniformità

K1 (cm/s) = $100 \times (D10)^2$ = coeff. di permeabilità (rif. HAZEN; D10 in cm)

K2 (cm/s) = $10^{[2,28 \cdot \log(D20) - 0,46865]}$ = coeff. di permeabilità (rif. E.N.E.L.; D20 in mm)



ALLEGATO 4 – SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO

		SCHEDA DI SONDAGGIO		COMM. cm117/24	
SECONDINO RACCOMANDEZIONI A.G.I. (1977)		PAG. 1 DI 1		☐ CAMPIONE MEDIO ☒ CAMPIONE PUNTUALE ☒ CAMPIONE INDISTURBATO ☒ PROVA LEFRANC	
REV. 1 DATA 28/02/2011	CERTIFICATO cerstr001cm11724	DIRETTORE Ing. Davide Splendore		H ₂ O da T.T. (m) H ₂ O da p.c. (m) DATA H DATA H 25/07 ass.	
COMMITTENTE SARA 72 - Società Cooperativa CANTIERE Via Friuli, loc. San Massimo, Verona PERFORAZIONE N. S1 DATA INIZIO 29/03/2024 ULTIMAZIONE 29/03/2024 COORDINATE: Nord Est Quota s.l.m.m. RESPONSABILE Dott. Magrin ATTREZZATURA A.C. Mustang A66R				H ₂ O da T.T. (m) H ₂ O da p.c. (m) DATA H DATA H 25/07 ass.	
Da m 0,00 a m 15,00 Profondità Finale m 15,00 Pag. 1 di 1		CAMPIONI/PROVE S.P.T.		METODO E ATTREZZO DI PERFORAZIONE STRUMENTAZIONE	
DESCRIZIONE STRATIGRAFICA		PROFONDITA' m da p.c.	SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA	TIPO NUMERO PROFONDITA' m da p.c.	N H
Terreno vegetale.		0,10		* 36 3,00 46 3,15 49 3,30 3,45	3,00 3,15 3,30 3,45
Ghiaia poligenica eterometrica perlopiù subarrotondata con sabbia limosa, nocciola chiara. Clottoli poligenici sparsi Ømax=13 cm.		15,00		* >50 6,00 6,10	6,00 6,10
FINE SONDAGGIO		15,00	15,00	* 44 9,00 >50 9,15 9,19	9,00 9,15 9,19
CAROT. CONT. A SECCO - CAROTIERE SEMPLICE Ø101mm - RIVEST. Ø127mm		CAROT. CONT. A SECCO - CAROTIERE SEMPLICE Ø101mm - RIVEST. Ø127mm			



		ATLANTE FOTOGRAFICO		COMM. cm117/24
				PAG: 1 DI 2
Rev.	DATA	CERTIFICATO	DIRETTORE	
1	03/04/2014	cert001cm11724	Dr. Ing. Davide Splendore	

COMMITTENTE: SARA 72 Società Cooperativa

PROGETTO: Via Friuli, loc. San Massimo - Verona

SONDAGGIO n°: S1 **DATA** 25/07/2024 **INSTALLAZIONE** **PROFONDITA' DA m** 0,00 **A m** 15,00



SONDAGGIO n°: S1 **DATA** 25/07/2024 **CASSA n° 1** **PROFONDITA' DA m** 0,00 **A m** 5,00





		ATLANTE FOTOGRAFICO		COMM. cm117/24
				PAG: 2 DI 2
Rev.	DATA	CERTIFICATO	DIRETTORE	
1	03/04/2014	certf001cm11724	Dr. Ing. Davide Splendore	

COMMITTENTE: SARA 72 Società Cooperativa

PROGETTO: Via Friuli, loc. San Massimo - Verona

SONDAGGIO n°: S1 **DATA** 25/07/2024 **CASSA n° 2** **PROFONDITA' DA m** 5,00 **A m** 10,00



SONDAGGIO n°: S1 **DATA** 25/07/2024 **CASSA n° 3** **PROFONDITA' DA m** 10,00 **A m** 15,00





ALLEGATO 5 – INDAGINE SISMICA

Comune di VERONA

Provincia di Verona

SARA 72 SOCIETA' COOPERATIVA

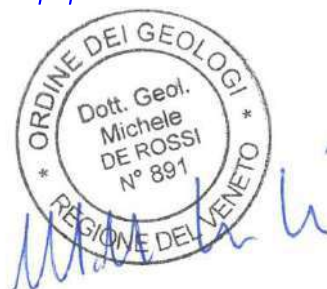
P.U.A. "AI PARCHI"

INDAGINE SISMICA CON METODO MASW E HVSR

Verona, luglio 2024

dott. Michele De Rossi
geologo
via Bombardi, 23
37131 V E R O N A
[REDACTED]

e-mail: michele.derossi93@gmail.com pec: mdr@pec.epap.it





INDICE

1 – PREMESSA	3
2 – METODI DI INDAGINE	4
2.1 – Principi teorici di base per il metodo MASW	4
2.2 – Principi teorici di base per il metodo HVSR	5
2.3 – Strumentazione utilizzato	6
2.4 – Assetto di prova	7
3 – RISULTATI DELLE INDAGINI	8
3.1 – Indagine MASW	8
3.2 – Indagine HVSR	10
4 – CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	10



1 – PREMESSA

Al fine di caratterizzare dal punto di vista sismico il sito di progetto, rappresentato da un'area attualmente a verde sita nel contesto geologico dell'alta pianura veronese occidentale, ho eseguito un'indagine sismica con metodo MASW, avente lo scopo di misurare il profilo di velocità delle onde S nel sottosuolo al fine di determinare la categoria sismica del sito.



Fig. 1 – sito di progetto su immagine satellitare



2 – METODI DI INDAGINE

Presso il sito sono stati utilizzati due metodi di indagine, il MASW: Multichannel Analysis of Surface Waves, e l'HVSR: Horizontal to Vertical Spectral Ratio. La strumentazione utilizzata è descritta al successivo paragrafo 2.3.

2.1 – Principi teorici di base per il metodo MASW

Energizzando il terreno tramite la caduta di un grave o con fucile sismico, larga parte dell'energia viene trasmessa sotto forma di onde di superficie (onde di Rayleigh), la cui velocità è strettamente legata alla velocità delle onde S (V_s). Ogni onda è composta di diverse componenti (frequenze) con diversa ampiezza e fase, che combinate danno origine all'onda nel suo insieme.

Ogni componente, ossia ogni diversa frequenza che compone l'onda, è influenzata dalle caratteristiche del mezzo, fino ad una profondità che dipende dalla frequenza stessa.

Le 3 componenti di un'onda sono descritte dalla seguente relazione:

$$\lambda = v / f$$

con λ = lunghezza d'onda (m), v = velocità (m/s) ed f = frequenza (Hz)

Sinteticamente, la relazione precedente indica che una stessa frequenza f che attraversa diversi mezzi, in cui quindi l'onda ha diverse velocità v , avrà diverse lunghezze d'onda. Secondo lo stesso principio, diverse frequenze viaggeranno a diverse velocità.

Essendo ogni onda composta da diverse frequenze, che quindi hanno diverse velocità di propagazione, è chiaro come una singola onda, dopo aver attraversato una porzione di sottosuolo, arrivi "spezzata" nei suoi vari pacchetti di frequenza: tale fenomeno è detto dispersione. Analizzando la dispersione delle onde di Rayleigh è quindi possibile determinare il profilo di velocità V_R (ossia la velocità delle onde di Rayleigh) a diverse profondità e, tramite la relazione

$V_R = 0.9 V_s$, determinare il profilo di velocità delle onde S nel sottosuolo, parametro fondamentale per la zonazione sismica dei terreni.

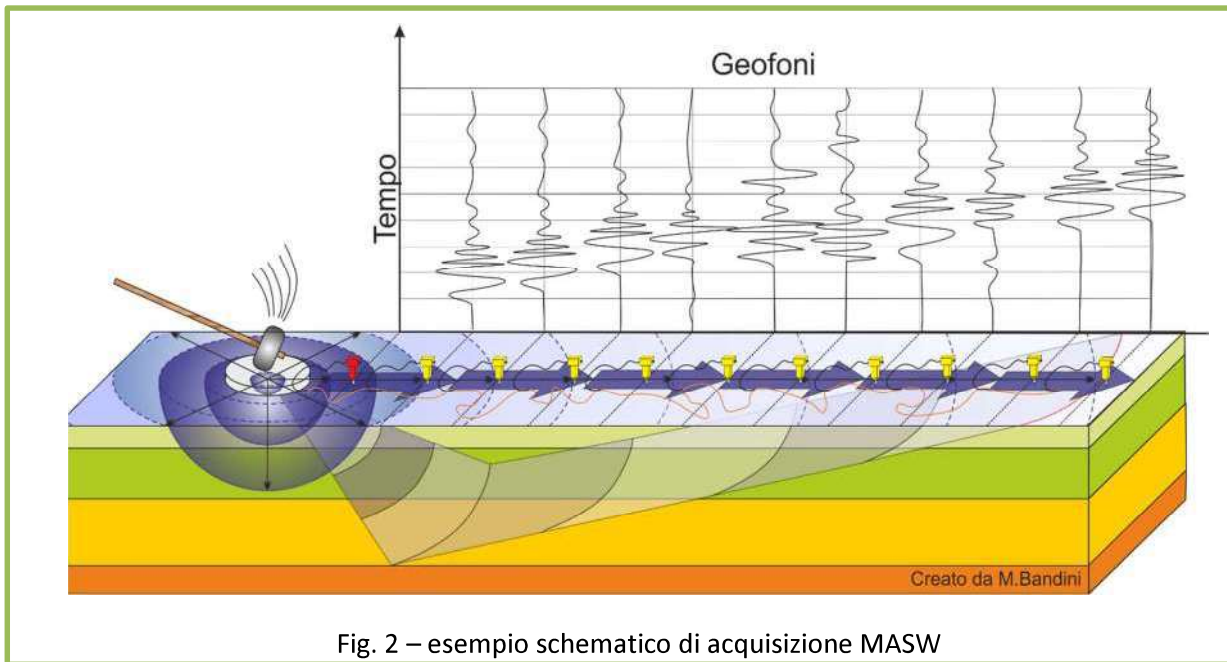


Fig. 2 – esempio schematico di acquisizione MASW

2.2 – Principi teorici di base per il metodo HVSR

Il metodo di indagine HVSR non è minimamente invasivo, è estremamente rapido e non richiede alcun tipo di energizzazione. Esso si basa sul rapporto tra la componente orizzontale e verticale dei microtrempi, ossia del “rumore di fondo sismico” dovuto all’ambiente (ad esempio una strada trafficata).

Il rapporto H/V permette di conoscere la frequenza di oscillazione specifica del terreno o di una struttura, permettendo quindi di prendere i necessari provvedimenti, in fase progettuale o di adeguamento, affinché non si verifichino fenomeni di risonanza in caso di sisma.

Per poter ritenere una acquisizione HVSR attendibile, è opportuno che essa rispetti i criteri di affidabilità SESAME basati sulla classificazione di Albarello et Alii.

La classificazione di Albarello et alii, 2010 e Albarello & Castellaro, 2011 si divide in 3 classi principali: Classe A, Classe B e Classe C.

Classe A: *H/V affidabile e interpretabile: può essere utilizzata anche da sola. 1. la forma dell’H/V nell’intervallo di frequenze di interesse rimane stazionaria per almeno il 30% circa della durata della misura (stazionarietà) 2. le variazioni azimuthali di ampiezza non superano il 30% del massimo (isotropia) 3. non ci sono indizi di rumore elettromagnetico nella banda di frequenza di interesse (assenza di disturbi) 4. i massimi sono*



caratterizzati da una diminuzione localizzata di ampiezza dello spettro verticale (plausibilità fisica) 5. i criteri di SESAME per una curva H/V attendibile (primi 3 criteri) sono verificati (robustezza statistica) 6. la misura è durata almeno 15/20 minuti (durata) ECCEZIONE per la Classe A: misure effettuate su roccia integra affiorante o in zone alluvionali fini con basamento sismico molto profondo (tipicamente > 1 km) possono non mostrare alcun picco statisticamente significativo della curva H/V nell'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico, a causa dell'assenza di contrasti di impedenza sufficientemente marcati. In questi casi, in cui la curva H/V apparirà piatta e con ampiezza circa pari a 1, il criterio 5 risulterà non verificato anche se la misura è di fatto attendibile.

Classe B: curva H/V sospetta (da “interpretare”): va utilizzata con cautela e solo se coerente con altre misure ottenute nelle vicinanze 1. almeno una delle condizioni della classe A non è soddisfatta, a condizione che non si rientri nell'ECCEZIONE per la Classe A

Classe C: curva H/V scadente e di difficile interpretazione: non va utilizzata 1. misura di tipo B nella quale la curva H/V mostra una ampiezza crescente al diminuire della frequenza (deriva), indice di un movimento dello strumento durante la misura 2. misura di tipo B nella quale si evidenzia la presenza di rumore elettromagnetico nell'intervallo di frequenze di potenziale interesse

Per le sole Classi A e B si possono pertanto definire due sottoclassi delle classi precedenti, ossia: Tipo 1. Presenta almeno un picco “chiaro” secondo i criteri di SESAME: possibile risonanza Tipo 2. Non presenta picchi “chiari” nell'intervallo di frequenze di interesse: assenza di risonanza.

2.3 – Strumentazione utilizzata

Per l'acquisizione MASW è stato utilizzato un sismografo PASI mod. GEA24 a 24 canali, con 12 geofoni verticali a 4.5 Hz. L'energizzazione è stata effettuata tramite mazza da 8 kg.

Per le acquisizioni HVSr si è utilizzato il medesimo sismografo GEA24, con Geofono PASI 3D 3DLG-2 con frequenza di risonanza di 2 Hz.



2.4 – Assetto della prova

L'indagine MASW è stata eseguita con uno stendimento di 12 geofoni, spazati di 2 metri. Lo shot è stato eseguito a 4 m dal primo geofono dello stendimento. L'energizzazione è stata eseguita con una mazza da 8 kg, battente su un disco di acciaio del diametro di circa 25 cm. La frequenza di campionamento è stata impostata a 8000 Hz (128 μ s), per un tempo di campionamento di 1000 μ s (largamente sufficiente).

L'acquisizione HVSr, eseguita a grande distanza da ogni edificio e quindi in condizioni di campo libero, ha avuto una durata di 20 minuti con frequenza di campionamento di 250 Hz.



Fig. 3 – assetto dell'indagine



3 – RISULTATI DELLE INDAGINI

3.1 – Indagine MASW

Per la definizione dell'azione sismica di progetto secondo le NTC 2018, la velocità media di propagazione delle onde di taglio V_s nei primi 30 m di profondità, è calcolata con la seguente espressione.

$$V_{s,eq} = H / \sum_{i=1..N} (h_i / V_{s,i})$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato (in m);

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato (in m/s);

N numero di strati;

H profondità del **substrato SISMICO** (in m), definito come quella formazione, costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.*

*per profondità di H superiori a 30, si assume la profondità pari a 30 m piano campagna.

Il valore di V_{eq} misurato è di 560 m/s. L'indagine non ha raggiunto, come prevedibile, il bedrock sismico.

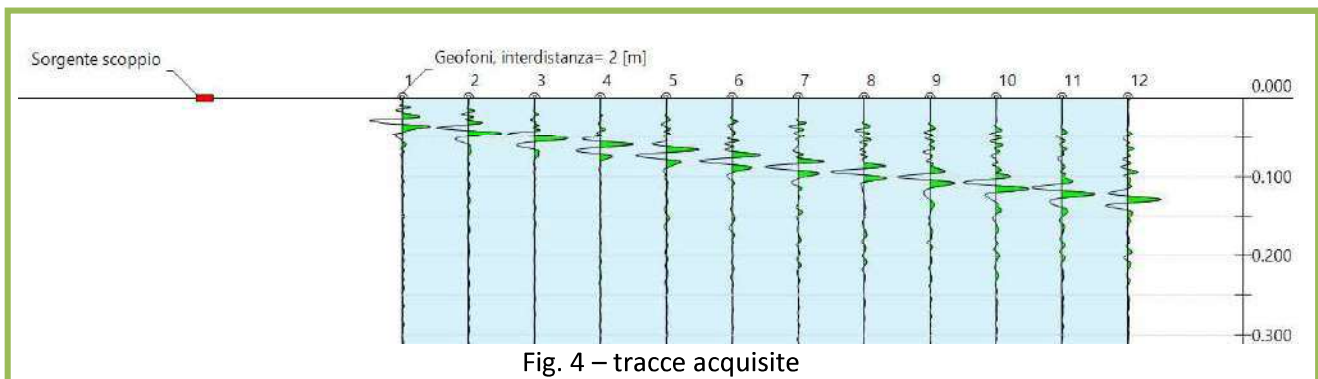


Fig. 4 – tracce acquisite

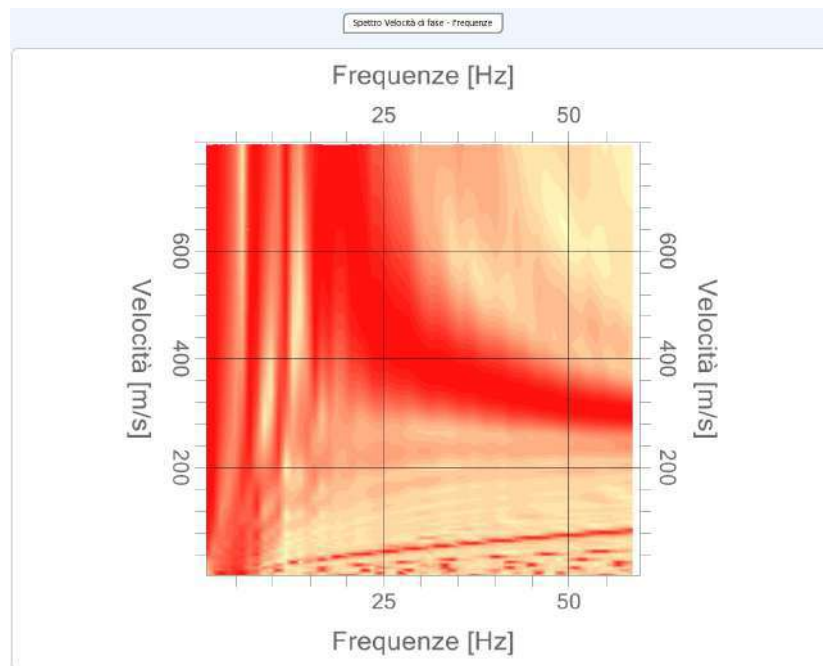


Fig. 6 – spettro velocità di fase - frequenze

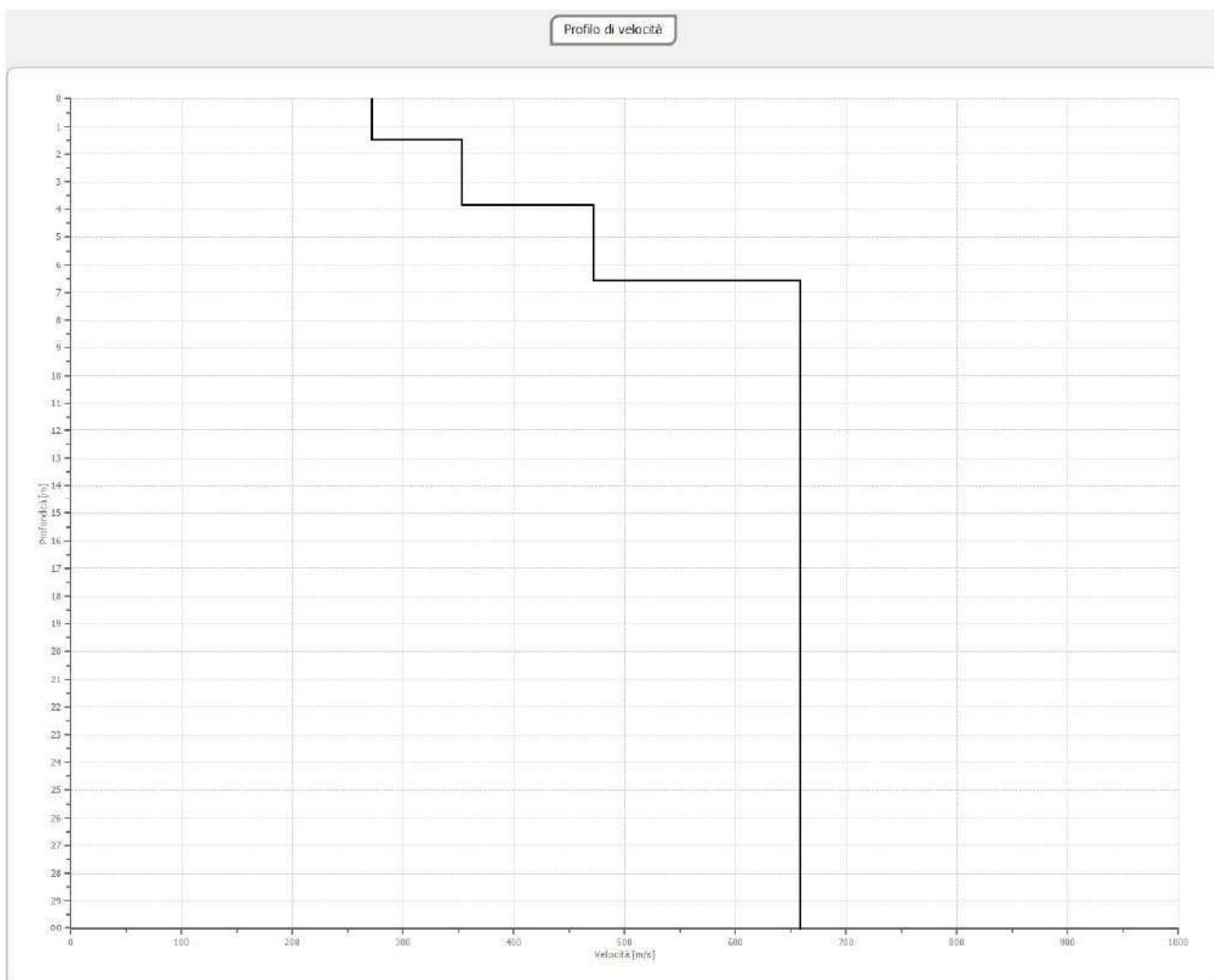


Fig. 7 – profilo di velocità equivalente



3.1 – Indagine HVSR

L'analisi dei dati HVSR è risultata molto disturbata, probabilmente per la presenza delle linee dell'alta tensione, che ha provocato un forte disturbo all'acquisizione la quale risulta sostanzialmente non elaborabile in quanto non rispetta alcuno dei criteri SESAME.

I dati di indagine risultano inutilizzabili e non permettono di ricavare alcun dato sulla frequenza di sito.

4 – CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO

Secondo il DM 14.01.2018 Norme Tecniche Costruzioni il terreno viene classificato nelle seguenti categorie

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori agli 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni caratterizzati da caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo di 3 m
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità compresi tra 360 m/s ed 800 m/s
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità compresi tra 180 m/s ed 360 m/s
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità compresi tra 100 m/s ed 180 m/s
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m

Il profilo di V_{eq} misurato è pari a 560 m/s, il sito può essere ritenuto in **categoria sismica B**

