PROVINCIA DI BRESCIA
COMUNE DI PALAZZOLO SULL'OGLIO

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Opere relative a:	NUOVA EDIFICAZIONE DI IMPIANTO DI DISTRIBUZIONE CARBURANTI
Località:	STRADA PROVINCIALE SP99 km 64, 25036 PALAZZOLO SULL'OGLIO (BS)
Committente	LUNIKGAS SPA VIA BRESCIA 42, 25033 COLOGNE (BS)
Data	26/07/2021
Riferimenti	Rel_133_2021
Il Tecnico	DOTT. GEOLOGO PAOLO GRIMALDI

Studio: Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)
Tel e Fax: 035 301577 e-mail: paologrimaldi65@gmail.com
C.F. GRMPLA65L27D166G
P.IVA 02866100163

INDICE

1 PREMESSA....3
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO....3
3 STUDI E INDAGINI DI RIFERIMENTO....4
3.1 DATI BIBLIOGRAFICI....4
3.2 INDAGINI EFFETTUATE IN SITO....4
3.2.1 INDAGINI GEOTECNICHE....4
3.2.2 INDAGINI GEOFISICHE....4
4 RELAZIONE GEOLOGICA....10
4.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DEL SITO....10
4.2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA....10
4.3 FATTIBILITA' GEOLOGICA - VINCOLI....10
4.4 IDROGEOLOGIA....11
4.4.1 ACQUA NEL SOTTOSUOLO....11
4.4.2 PERMEABILITÀ....12
4.5 SISMICITÀ DELL'AREA....12
4.5.1 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI – SCENARIO DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE....12
4.5.2 ANALISI DI PRIMO E DI SECONDO LIVELLO....13
4.5.3 AZIONE SISMICA....14
4.5.4 LIQUEFAZIONE DEI TERRENI....20
5 CONCLUSIONI RELAZIONE GEOLOGICA....21
6 RELAZIONE GEOTECNICA....22
6.1 RISULTATI DELLE INDAGINI – STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO....22
6.2 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI....22
6.3 METODI DI CALCOLO GEOTECNICO ADOTTATI....25
6.3.1 CARATTERIZZAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI....25
6.3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI....25
6.3.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO....27
6.3.4 STIMA DEI CEDIMENTI....27
6.3.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO....28
6.4 RISULTATI DEI CALCOLI....29
6.5 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE....30
7 CONCLUSIONI RELAZIONE GEOTECNICA....31
7.1 RIASSUNTO....31
7.2 PRESCRIZIONI E AVVERTENZE....32
8 ALLEGATI....32

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Risultati analisi 2° livello 14
Tabella 2. Parametri geotecnici 24
Tabella 3. Capacità portante 29
Tabella 4: Stima dei cedimenti 29
Tabella 5. Capacità portante – Azioni sismiche 30
Tabella 6: Valori dei cedimenti– Azioni sismiche 30

1 PREMESSA

La presente relazione geologica e geotecnica si riferisce ad un'area collocata nel Comune di Palazzolo sull'Oglio (BS) in corrispondenza della strada provinciale n. 99 km 64+985 I.d., a supporto di un progetto che prevede l'edificazione ex-novo di un impianto di distribuzione di carburanti.

L'ubicazione di tale zona si può riscontrare nella corografia riportata in ***Allegato 1***.

Il documento è organizzato nelle seguenti parti:

a) **Descrizione delle indagini dirette e indirette effettuate nel sito:** viene riportata la descrizione delle indagini effettuate sul sito e del materiale bibliografico esistente consultato al fine di ricavare i dati tecnici necessari per gli approfondimenti di tipo geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico.

b) **Relazione geologica:** contiene la caratterizzazione geologica, idrogeologica e sismica del sito oggetto di indagine, e ha l'obiettivo di indicare la sussistenza di controindicazioni, dal punto di vista geologico generale alla realizzazione del progetto che si intende realizzare nella zona in esame. L'analisi geologico-sismica si è basata su sopralluoghi in sito, sulla valutazione di dati esistenti in letteratura, sull'esecuzione di specifiche indagini.

c) **Relazione geotecnica:** contiene la modellizzazione del sottosuolo e la descrizione delle sue caratteristiche tecniche, ricostruite al fine di fornire un'indicazione dei parametri geotecnici e geomeccanici dei terreni e degli ammassi rocciosi (se presenti), necessari al fine di elaborare interventi di progetto.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Decreto ministeriale 17.01.2018** – Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- **Eurocodice 8 (1998) – Indicazioni progettuali per la resistenza fisica alle strutture.** Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- **Eurocodice 7.1** (1997) – Progettazione geotecnica – Parte I: regole Generali – UNI
- **Eurocodice 7.2** (2002) – Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) - UNI
- **Eurocodice 7.3** (2002) – Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002) – UNI

3 STUDI E INDAGINI DI RIFERIMENTO

3.1 DATI BIBLIOGRAFICI

Per approfondire in modo dettagliato le conoscenze geologiche, idrogeologiche e sismiche del sito, sono state consultate le seguenti fonti bibliografiche e sitografiche:

- Studio Geologico del territorio Comunale a supporto del PGT di Palazzolo sull'Oglio;
- Geoportale della Regione Lombardia

3.2 INDAGINI EFFETTUATE IN SITO

3.2.1 INDAGINI GEOTECNICHE

Al fine di approfondire le conoscenze del sottosuolo in termini di caratteristiche meccaniche dei terreni, in vista della futura imposta dell'opera prevista dal progetto, si è proceduto ad effettuare le seguenti prove geotecniche in situ:

- Esecuzione di **n° 8 prove penetrometriche dinamiche SCPT**, al fine di valutare la resistenza alla penetrazione in termini di numero di colpi. Le prove sono state spinte fino ad una profondità tale da valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni e hanno permesso inoltre di valutare, in relazione alla variazione della resistenza alla penetrazione, la presenza di riporti e la loro estensione areale e di valutare in concomitanza l'eventuale presenza della falda e il suo livello piezometrico. Le modalità di prova prevedono l'interruzione dell'esecuzione quando non si realizza l'avanzamento, pari a 30 cm, del dispositivo di penetrazione con un massimo di 100 colpi di maglio di battuta.

L'attrezzatura utilizzata per l'esecuzione delle prove e un penetrometro DPSH (superpesante) Meardi-AGI le cui caratteristiche sono indicate nella seguente tabella.

Denominazione componente	DPSH (superpesante) Meardi-AGI
Maglio [Kg]	73
Altezza di caduta [cm]	75
Ø base punta conica [mm]	51
Apertura del cono [°]	60
Lunghezza complessiva della punta [mm]	73,1
Peso sistema di infissione [Kg]	55
Massa delle aste [Kg/m]	7
Diametro delle aste [mm]	34
Penetrazione standard N [cm]	30

In ***allegato 5*** è riportata l'esatta ubicazione dei punti di esecuzione delle prove, contrassegnati da apposita numerazione.

In ***allegato 6*** sono riportati i diagrammi delle prove effettuate, i quali riportano l'andamento dei colpi e delle pressioni con la profondità di avanzamento.

3.2.2 INDAGINI GEOFISICHE

3.2.2.1 UBICAZIONE ANALISI "MASW

In data 19/07/2021, è stata eseguita un'indagine MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) in corrispondenza dell'area sede del progetto in esame. Lo stendimento geofisico è indicato nell'***allegato 5*** in cui sono state riportate le ubicazioni delle indagini eseguite.

3.2.2.2 METODO "MASW"

Il metodo MASW "Multichannel Analysis of Surface Waves" è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio VS, sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di diversi sensori, chiamati geofoni, posti sulla superficie del suolo.

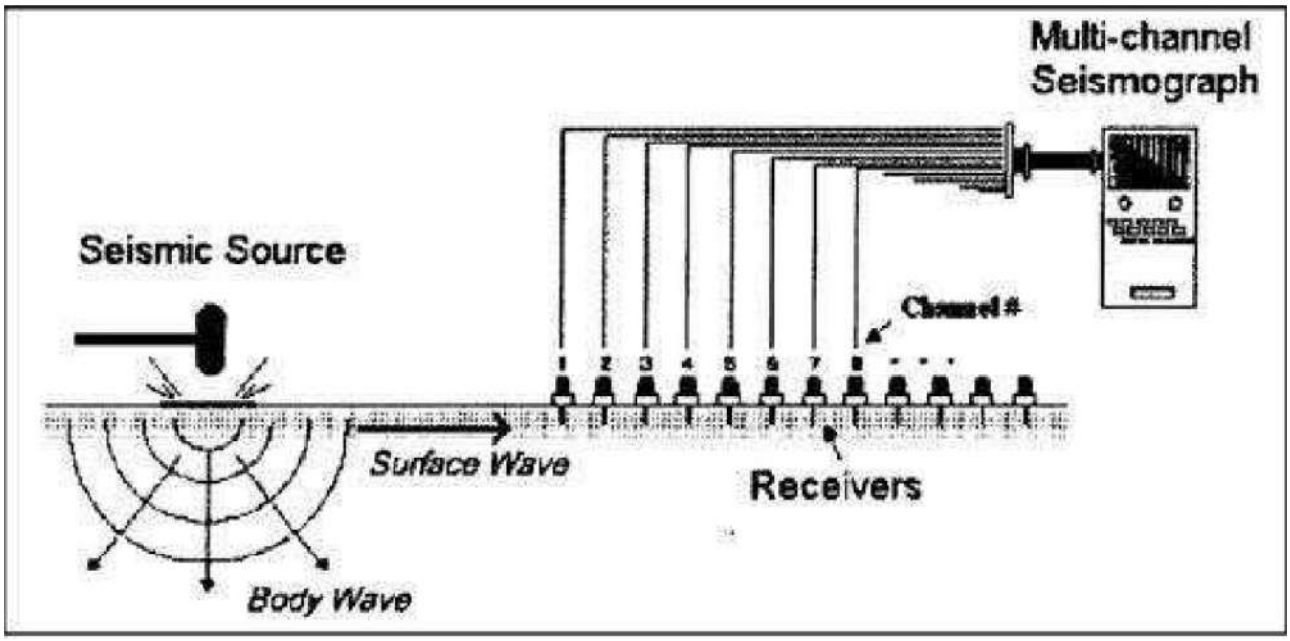
Le onde di superficie sono due: quelle di Rayleigh e quelle di Love; esse sono dette superficiali perché la loro ampiezza decrementa in modo esponenziale con la profondità e la loro propagazione interessa quindi un limitato spessore di superficie. Rispetto alle onde di corpo la loro ampiezza è notevolmente maggiore e per questo motivo tipicamente domina qualsiasi dataset sismico.

Le onde di Rayleigh si muovono su un piano radiale secondo un moto detto retrogrado; l'andamento del moto indica che queste onde hanno sia una componente verticale che una componente orizzontale radiale. Le onde di Love si muovono solamente sul piano orizzontale con un'oscillazione la cui direzione è perpendicolare rispetto alla direzione di propagazione dell'onda.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati meno superficiali del suolo.

Il metodo di indagine MASW utilizzato è di tipo attivo in quanto le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo e misurate da uno stendimento lineare di sensori. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere uno spettro delle velocità di fase sperimentale, che fornisce informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente compresa nei primi 30-50 m, in funzione della rigidezza del suolo e delle caratteristiche della sorgente.

Figura 1: Schema stendimento sismico MASW



Le norme tecniche delle costruzioni 2018 introducono il concetto di Vs equivalente (VsE):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

in cui la profondità H è quella a cui la velocità VS è pari o superiore a 800 m/s (bedrock sismico).

Sulla base del valore di Vs viene classificato il sottosuolo dal punto di vista sismico secondo le categorie riportate dalle NTC 2018.

3.2.2.3 ACQUISIZIONE DATI "MASW"

L'acquisizione di campagna è stata condotta con sismografo PASI modello Gea 24 con possibilità di stack degli impulsi sismici, filtraggio digitale programmabile (per la riduzione dei rumori) e guadagno automatico del segnale (in ampiezza), geofoni verticali e orizzontali da 4.5 Hz spaziati di 4 m con offset a 6 m di distanza dal primo geofono. La lunghezza dello stendimento eseguito è di 50 m.

L'energizzazione è avvenuta tramite mazza del peso di 10 Kg, battuta su di una piastra di acciaio e su di una traversina di legno, in funzione del tipo di onda da generare.

Per avere un'approfondita Analisi Multicanale delle Onde di Superficie (M.A.S.W.), sono stati acquisiti 3 dataset differenti, tramite altrettante modalità di acquisizione:

➢ Dataset Onde Rayleigh componente verticale (ZVF)
- 12 geofoni verticali da 4,5 Hz
- Energizzazione verticale su piastra quadrata in acciaio

➢ Dataset Onde Rayleigh componente radiale (RVF)
- 12 geofoni orizzontali da 4,5 Hz con l'asse del geofono parallelo allo stendimento
- Energizzazione verticale su piastra quadrata in acciaio

➢ Dataset Onde Love componente orizzontale (THF)
- 12 geofoni orizzontali da 4,5 Hz con l'asse del geofono perpendicolare allo stendimento
- Energizzazione orizzontale su traversina in legno.

L'elaborazione è stata eseguita tramite il software WinMASW Academy 2018.

Nell'analisi sono stati scelti i dataset migliori acquisiti adottando il più rappresentativo per le Onde di Rayleigh (ZVF o RVF) e per le Onde di Love (THF). Una volta individuati sono stati determinati gli spettri di velocità per ogni dataset, a questo punto dopo svariate elaborazioni si è scelta l'analisi congiunta migliore tra le combinazioni (ZVF-THF), (RVF-THF), e (ZVF-RVF).

Scelta la combinazione per l'elaborazione da utilizzare è stata effettuata una modellazione congiunta, utilizzata come modello per lanciare l'inversione con l'utilizzo del fronte di Pareto per la validazione dell'interpretazione dei dati. La combinazione utilizzata è stata (ZVF-RVF).

È necessario sottolineare che l'interpretazione delle indagini geofisiche viene fatta nell'ipotesi che gli strati del sottosuolo siano omogenei, orizzontali e con superfici di separazione piano parallele. Si rammenta infine come, in ogni caso, la valutazione delle velocità e degli spessori dei singoli strati viene effettuata con un margine di incertezza, insita proprio nei metodi geofisici, che si aggira attorno al 10-15%.

3.2.2.4 RAPPRESENTAZIONE ED INTERPRETAZIONE DEI DATI SISMICI

Si riportano di seguito i sismogrammi scelti per la modellazione congiunta (ZVF + RVF) ed i relativi spettri di velocità, frutto della somma di ciascuna acquisizione, filtrati da eventuali disturbi di fondo.

Figura 2: sismogrammi e spettri velocità ZVF (onde Rayleigh, componente verticale).

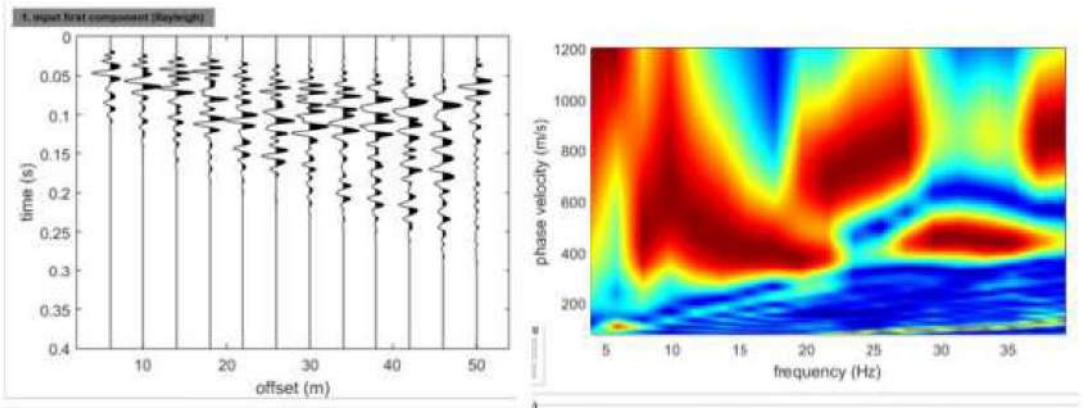
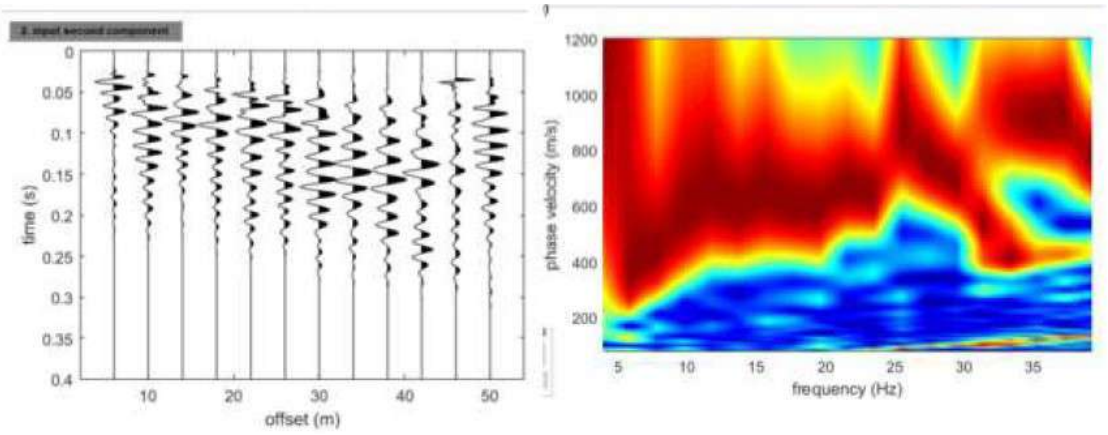
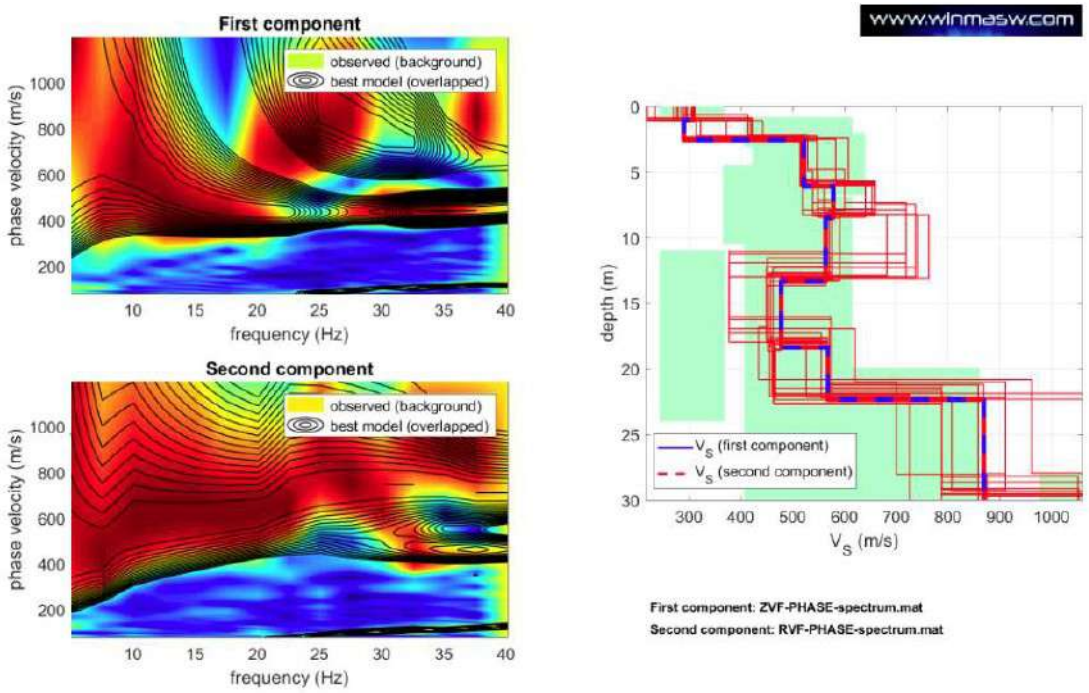


Figura 3: sismogrammi e spettri di velocità RVF (Onde Rayleigh, componente radiale)



Mediante una modellazione diretta in FVS (Full Velocity Spectrum) si costruiscono i sismogrammi sintetici e, successivamente si lancia l'inversione. Tramite questo approccio vengono invertiti gli spettri di velocità e non, come nell'approccio classico, le curve di dispersione identificate e piccate dall'utente. Questo significa che, adottando questo approccio, non è necessario fare il picking dei dati, che porta con sé maggiore soggettività nelle elaborazioni.

Figura 4: inversione congiunta full velocity spectral ZVF-RVF



Il software restituisce due differenti modellazioni: il modello della distanza minima (minimum distance model o best model) e il modello medio (mean model).

Figura 5: Modello distanza minima dei modelli in full velocity spectral per le onde di Rayleigh- componente verticale (ZVF).

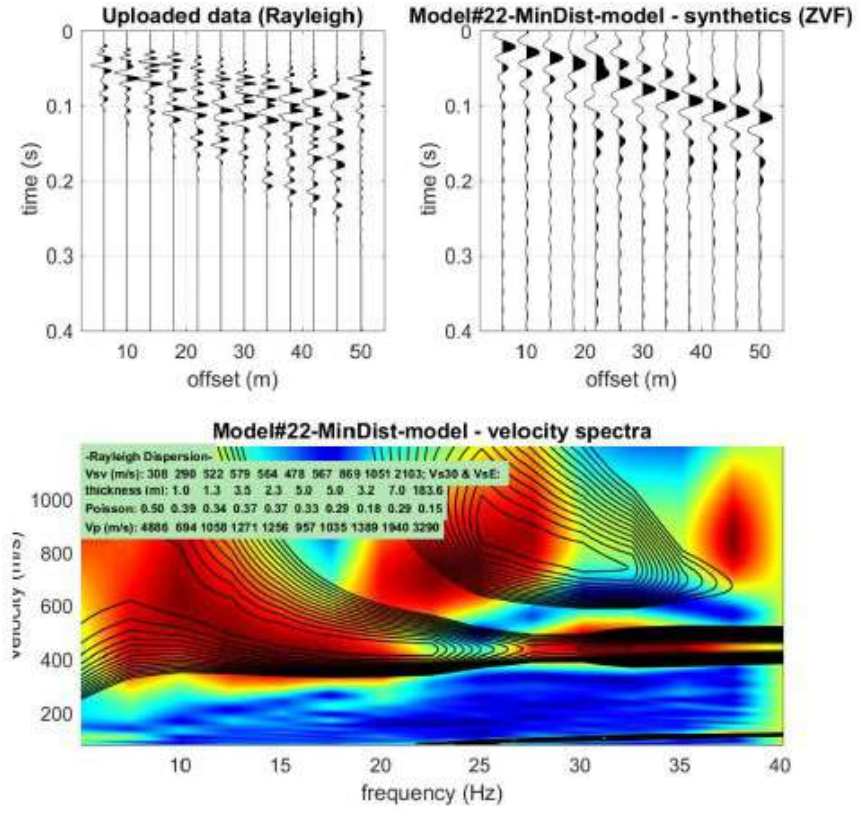


Figura 6 Modello distanza minima dei modelli in full velocity spectral per le onde di Rayleigh-componente radiale (RVF).

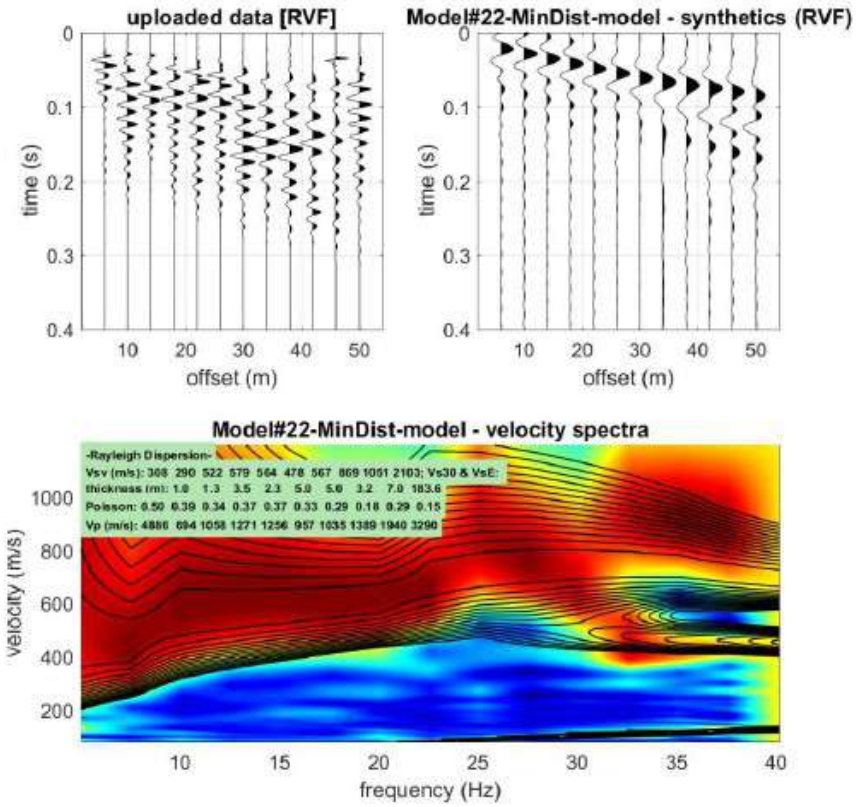


Figura 7: Modello medio dei modelli in full velocity spectral per le onde di Rayleigh- componente verticale (ZVF).

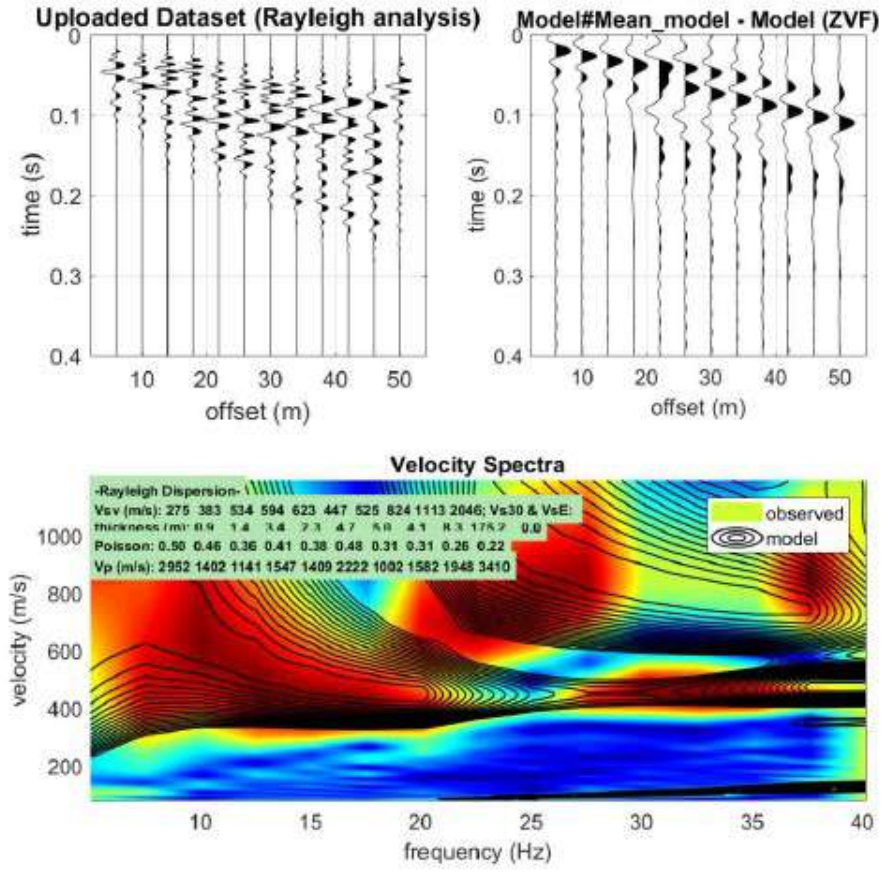


Figura 8: Modello medio dei modelli in full velocity spectral per le onde di Rayleigh- componente radiale (RVF).

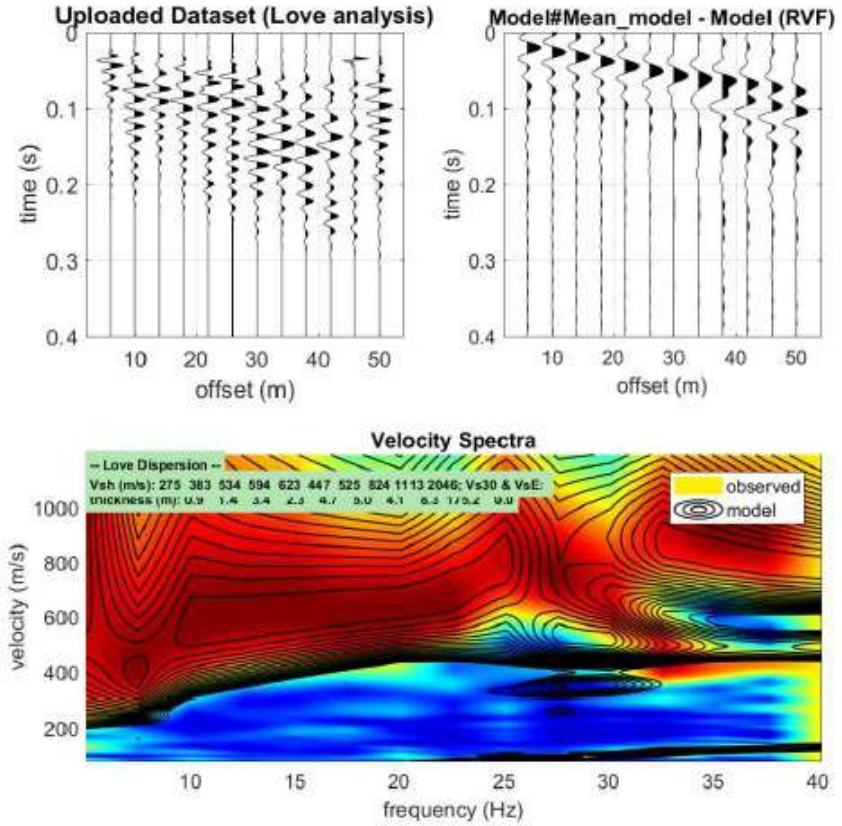
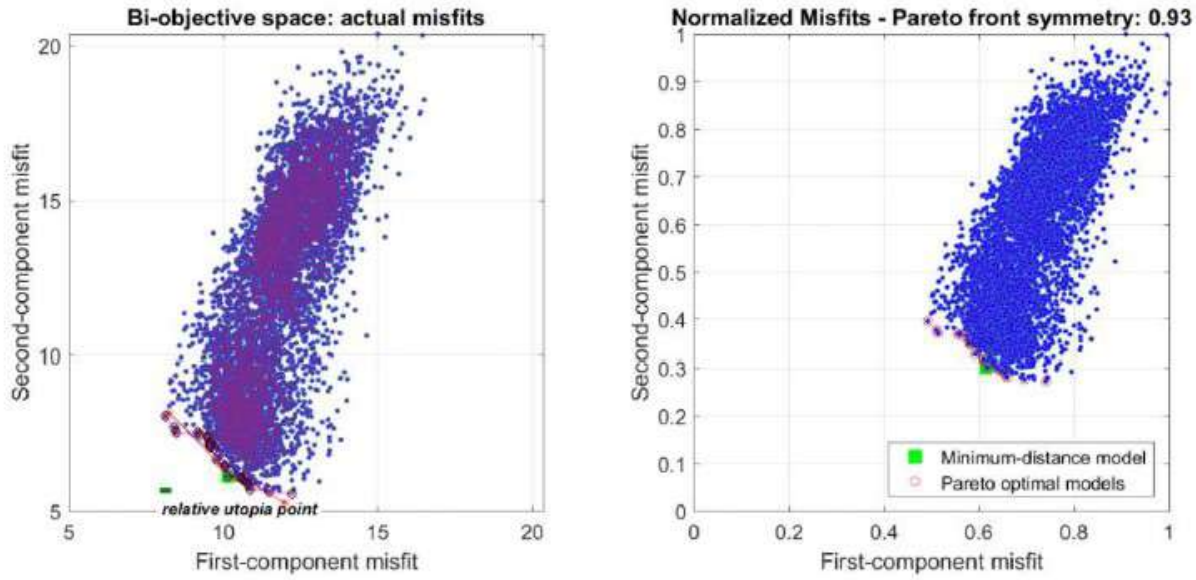


Figura 9: diagrammi di distribuzione Pareto



In **allegato 7** al presente documento è riportata l'interpretazione sismo-stratigrafica del sito in esame in termini di profilo delle VS in profondità, con indicazione della classificazione sismica del sottosuolo che contraddistingue il sito.

4 RELAZIONE GEOLOGICA

4.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DEL SITO

La zona oggetto della presente relazione, riscontrabile sulla corografia riportata in ***allegato 1***, è situata in corrispondenza della parte occidentale del Comune di Palazzolo sull'Oglio (BS), in particolare sul tratto di strada provinciale 99 che collega le città di Palazzolo (BS) con Telgate (BG) e Castelli Caleppio (BG). Il sito oggetto di indagine si trova localizzato in un' area periferica rispetto al centro abitato in corrispondenza dell'area rurale del paese, in una zona quindi non urbanizzata e dedicata all'uso agricolo.

Al sito si accede attraverso la viabilità ordinaria del comune e attraverso la strada provinciale 99.

4.2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Il sito a cui la presente relazione si riferisce è localizzato in corrispondenza dell'alta pianura bresciana e si presenta come un ambito tipicamente pianeggiante caratterizzato da morfologie piatte e monotone ma che variano verso una morfologia più articolata e topograficamente mossa in corrispondenza del Fiume Oglio, il quale scorre nella parte centrale dell'intero territorio comunale e del centro edificato del Comune.

Tali variazioni morfologiche sono da attribuire nello specifico alla presenza in loco di numerose scarpate di terrazzo incise dai locali corsi d'acqua, nello stretto ambito di indagine dal Fiume Oglio, che vengono spesso modificate in tempi tardivi da interventi antropici finalizzati prevalentemente per i previsti utilizzi urbanistici.

Le scarpate sono caratterizzate da diversi ordini e sono via via più recenti man mano che ci si avvicina al Fiume; infatti, si riconoscono ordini di terrazzo che degradano procedendo dal livello Fondamentale della pianura verso l'Oglio. Il dislivello tra il Livello Fondamentale della Pianura e l'alveo attuale del Fiume Oglio è di circa 30 metri nella porzione settentrionale del territorio mentre è di circa 15 metri in quella meridionale.

Particolarmente significativi dal punto di vista paesistico e morfologico sono i paleoalvei localizzati a nord e nella parte centrale del centro abitato di Palazzolo.

Il corso d'acqua costituisce attualmente l'agente morfologico principale: esso, allo sbocco della pianura, ha depositato nei periodi più recenti, una serie di depositi di granulometria tipicamente grossolane (ghiaie e sabbie) soprattutto in prossimità del suo alveo.

L'azione del fiume Oglio nella zona in esame si riscontra in modo evidente nella litologia dei depositi presenti. Lo stabile sulla strada statale 99 nella fattispecie è impostato sul **Complesso di Palazzolo (PA)** caratterizzato da Depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie a matrice sabbiosa con ciottoli arrotondati e subarrotondati a diametro massimo osservato pari a 40 cm; presentano una grossolana stratificazione sub orizzontale con strati e lenti sabbiosi con limi sommitali di esondazione.

Nell'ambito del Complesso di Palazzolo sono state identificate, su base morfologica, tre differenti unità, coincidenti con distinti terrazzi fluvioglaciali.

Il terrazzo superiore affiora su entrambe le sponde del fiume Oglio ed appare a livello morfologico omogeneo mentre i terrazzi intermedio ed inferiore appaiono più articolati: nella fattispecie il terrazzo intermedio presenta una morfologia ondulata in quanto incisa da un grosso paleoalveo che lo attraversa da nord a sud ed è interrotto da due dossi definiti come lembi antichi dell'unità di Telgate.

Il terrazzo inferiore infine presenta caratteri analoghi a causa dell'esistenza di un dosso e per la presenza di numerosi paleoalvei concentrati sulla porzione orientale del Territorio Comunale.

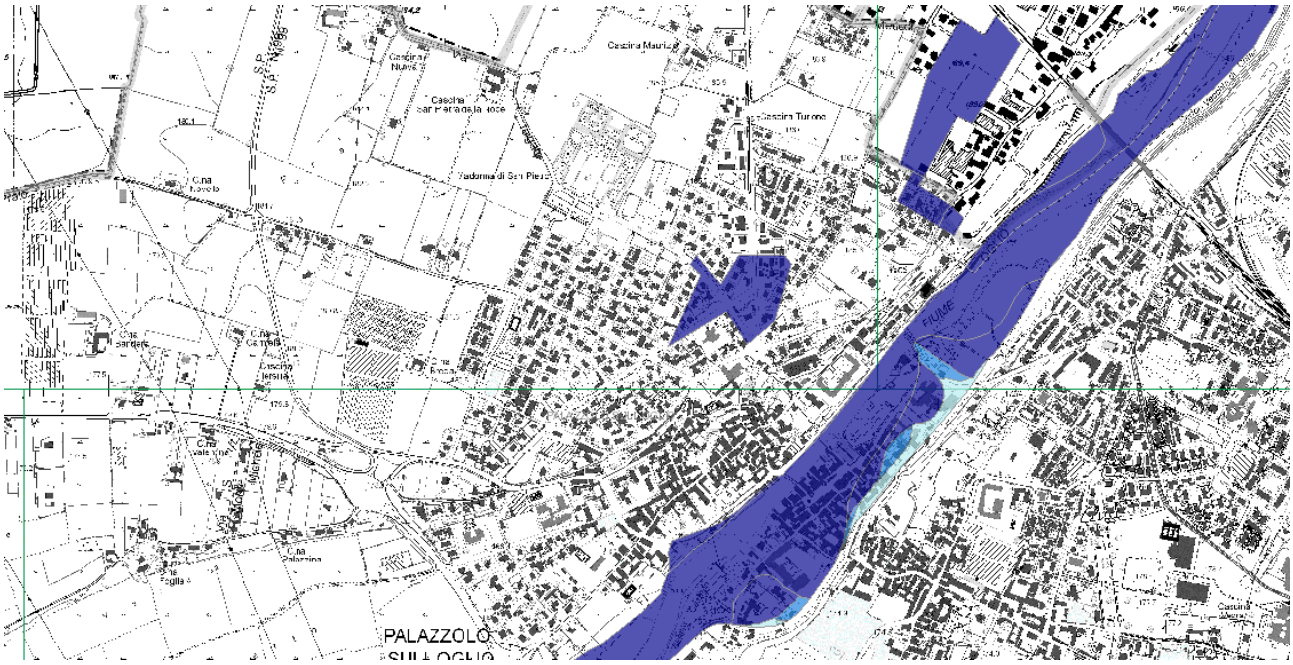
4.3 FATTIBILITA' GEOLOGICA - VINCOLI

Con riferimento alla carta di fattibilità geologica riportata nello studio geologico del territorio comunale redatta a supporto della pianificazione comunale (stralcio in *allegato 3)* si evince che la zona è classificata in **classe di fattibilità 2 – Fattibilità con modeste limitazioni**, definita come: Area pianeggiante nella quale le caratteristiche geotecniche dei terreni sono buone, e la falda idrica non interferisce con il suolo ed il primo sottosuolo; il grado di vulnerabilità delle acque sotterranee è da mediamente alto a mediamente basso. Gli interventi eventualmente previsti sono subordinati ad un'indagine geologica e/o geotecnica che valuti la compatibilità dell'intervento stesso con le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche del sito, verificando che non vengano alterati gli elementi geomorfologici che strutturano il paesaggio.

Per quanto riguarda la carta dei vincoli, riportata sempre nello studio geologico del territorio comunale si evince la presenza di un vincolo idraulico in quanto il sito in esame si trova posto nelle immediate vicinanze di canali irrigui di ambito di competenza del Consorzio di Bonifica "Media Pianura Bergamasca" caratterizzati da una fascia di rispetto del reticolo idrico per la quale valgono le limitazioni di trasformazione del territorio stabilite dal regolamento di polizia idraulica d.g.r 25 gennaio 2002, n 7/7868. Le fasce di polizia idraulica (Reticolo

Idrico Principale) o di tutela (Canali privati aventi specifica rilevanza idraulica, paesistica od ambientale) definiscono esplicitamente attività vietate ed attività consentite previa autorizzazione. Le fasce individuate sui corsi d'acqua in capo a Consorzi di Bonifica hanno una finalità diversa rispetto a quelle di rispetto o di tutela: esse non istituiscono una "tutela", ma attribuiscono ai relativi Consorzi una "competenza autorizzativa" e demandano alle specifiche normative (in primis R.R. 08.02.2010 n. 3) la definizione delle attività vietate o soggette ad autorizzazione.

Con riferimento, invece, al Piano di Gestione del rischio Alluvioni (PGRA) si evince che la zona in esame non risulta compresa in zone di pericolosità o di rischio alluvione ma che una buona parte del territorio comunale, posto nelle vicinanze del sito di interesse e in prossimità del centro abitato, viene classificato con classificazione di scenario frequente, come dimostrato dalla figura seguente.



La presente relazione si attiene alle linee guida relative agli approfondimenti geologici e geotecnici descritti nella documentazione di carattere geologico redatta a supporto del Piano di Governo del Territorio, che prescrive una precisa e puntuale caratterizzazione geotecnica e idrogeologica dell'area di indagine.

4.4 IDROGEOLOGIA

4.4.1 ACQUA NEL SOTTOSUOLO

Le informazioni reperite dagli studi geologici generali, effettuati dall'amministrazione comunale di Palazzolo dell'Oglio a supporto della pianificazione urbanistica del territorio, e le indagini geotecniche eseguite in loco evidenziano una profondità della superficie piezometrica sostanzialmente non interferente con la superficie topografica. Nel caso particolare del sito in esame, le indagini geotecniche eseguite non hanno evidenziato la presenza di acqua fino alla profondità raggiunta.

Dal punto di vista idrogeologico il territorio comunale è caratterizzato da depositi grossolani costituiti da sabbie e ghiaie con presenza di ciottoli che a partire da 15 metri di profondità risultano essere più o meno cementati fino a passare a conglomerati compatti o fessurati con intercalazioni di lenti prevalentemente ghiaiose o ghiaioso-sabbiose e argillose. I livelli argillosi hanno una struttura lenticolare e sono caratterizzati da spessori piuttosto ridotti e da una scarsa continuità laterale.

I depositi conglomeratici e ghiaiosi si spingono fino ai 115 metri di profondità e al di sotto compaiono livelli argillosi caratterizzati da spessori ragguardevoli anche fino a 10 metri e con contenuti di torba.

L'acquifero ghiaioso-sabbioso-conglomeratico contiene una falda multistrato. La presenza di formazioni a minore permeabilità determina un deflusso preferenziale dell'acqua nei litotipi più permeabili, di conseguenza, la circolazione idrica si sviluppa prevalentemente in livelli sovrapposti. Il livello acquifero più superficiale contiene una falda libera, mentre in profondità la presenza di banchi o di lenti a minore permeabilità può determinare la formazione di livelli acquiferi confinati o semi-confinati. Si ritiene comunque che i livelli siano in parte tra loro intercomunicanti, in quanto gli orizzonti a bassa permeabilità non sembrano estesi e continui a tal punto da separare completamente gli acquiferi.

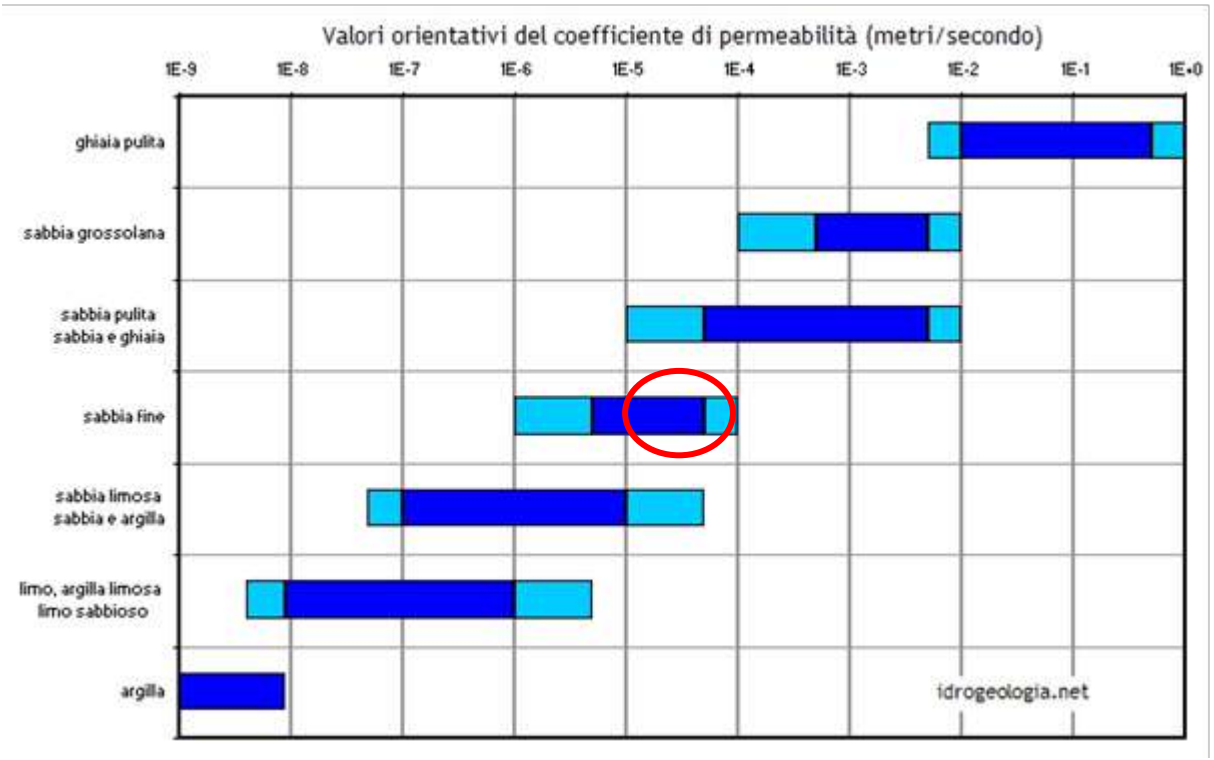
Con riferimento alla carta idrogeologica riportata nello studio geologico del territorio comunale, si evince che la falda mostra una soggiacenza media, nella zona di indagine, pari a 140 m s.l.m. che rapportato alla quota media rinvenuta nella zona di indagine, pari a circa 180 m s.l.m determina una profondità complessiva della falda pari a circa 40 metri di profondità.

Per quanto riguarda il rapporto idrologico tra falda e fiume è possibile definire che il fiume si trova in condizioni di alimentazione della falda per infiltrazione del subalveo.

4.4.2 PERMEABILITÀ

Con riferimento alla granulometria prevalente dei terreni superficiali riscontrata nel corso delle indagini e alla figura di seguito riportata, la permeabilità dei terreni superficiali in esame si può definire **media.** (da 10^{-5} a 10^{-4} m/sec).

Figura 10: permeabilità dei terreni



4.5 SISMICITÀ DELL'AREA

4.5.1 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI – SCENARIO DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Sulla base dei risultati delle indagini geofisiche pianificate ed effettuate in corrispondenza del sito in esame per la stesura della presente relazione geologico-geotecnica, nonché in considerazione della litologia prevalente riscontrabile sul luogo, dal punto di vista sismico il sottosuolo viene classificato come riportato in cornice rossa nell'elenco seguente:

- ***A - Ammassi 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 fine molto consistenti*** caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,eq compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
- ***C- Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti*** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,eq compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
- ***D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti*** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,eq compresi tra 100 m/s 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.

In particolare si segnala che la velocità delle onde come Vs30, riportata nell'interpretazione della prova MASW in ***allegato 7***, è risultata essere di 567,491 m/s.

Le valutazioni di seguito effettuate consentiranno di definire la categoria di sottosuolo da adottare per la progettazione delle opere.

4.5.2 ANALISI DI PRIMO E DI SECONDO LIVELLO

La pericolosità sismica locale, riferita al sito in questione, è stata definita dallo studio geologico a supporto del territorio comunale, con classificazione secondo lo scenario **Z4a**, terreni di zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi, l'effetto atteso nei confronti delle onde sismiche è quindi quello di una amplificazione litologica. Si veda a tal proposito l'estratto della carta della pericolosità sismica riportata in **allegato 4.**

Lo studio geologico a supporto della pianificazione territoriale di Palazzolo sull'Oglio ha effettuato l'analisi di 2° livello sull'intero territorio comunale; tuttavia, si è proceduto ad effettuare tale approfondimento considerando i dati derivati dall'indagine geofisica sito specifica.

Si evidenzia innanzitutto che, per quanto riguarda il territorio comunale di Palazzolo sull'Oglio:

- I fattori soglia per i terreni di categoria B (come classificati dall'indagine sismica) sono rispettivamente:
  - **1,5 per l'intervallo 0,1 – 0,5 sec**
  - **1,7 per l'intervallo 0,5 – 1,5 sec**
- L'intervallo 0,1 - 0,5 sec si riferisce **a strutture relativamente basse**, regolari e piuttosto rigide;
- L'intervallo 0,5 – 1,5 sec **si riferisce a strutture alte.**

L'applicazione del 2° livello di approfondimento sismico si riferisce allo scenario di pericolosità sismica Z4a, dove sono previste amplificazioni litologiche e geometriche: si è pertanto proceduto a ricavare il valore delle Vs30 mediante i risultati dell'indagine geofisica MASW effettuata, fino alle profondità investigate nel corso dell'indagine geotecnica (-30 metri dal piano di campagna); come previsto dalla normativa, si sono valutati dati geologici a disposizione e si ipotizzato un opportuno gradiente di Vs, tale da raggiungere il valore di 800 m/s, coincidente con il bedrock (suolo di categoria A).

La profondità ipotizzata per la presenza di tale livello è stata fissata a -24 metri dal livello di posa delle fondazioni e a -25 metri dal p.c. e si è ricavato il seguente andamento sismo-stratigrafico delle Vs30

Profondità H [m]	Spessore dello strato [m]	Vs30 [m/s]
1	1,0	308
2,3	1,3	290
5,8	3,5	522
8,1	2,3	579
13,1	5,0	564
18,1	5,0	478
21,3	3,2	567
28,3	7,0	869
211,9	183,6	1051

A questo punto si ricava il periodo proprio del sito T mediante la seguente equazione:

$$T = \frac{4x\sum_{i=1}^{n} h_i}{\frac{\sum_{i=1}^{n} Vs_i xh_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i}}$$

dove h_i e Vs_i sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello. Per il sito in esame è risultato un valore di **T = 0,9 sec**.

La litologia prevalente presente nel sito e l'andamento delle Vs30 nel sottosuolo ha determinato la scelta della scheda per la litologia **limoso-sabbiosa 2** di cui al punto 2.2.2. dell'allegato 5 alla DGR 2616/2011.

Considerando come dati di ingresso:

- spessore dello strato superficiale di 4,0 metri con V, calcolata con una media ponderata, pari a circa 393 m/s.

e, conseguentemente, l'utilizzo della curva 3 per entrambi gli intervalli nella prova in esame si ottiene:

- un valore di **Fa = 1,6** per l'intervallo 0,1 – 0,5 sec;
- un valore di **Fa = 1,5** per l'intervallo 0,5 – 1,5 sec;

i valori del fattore di amplificazione Fa sono stati ricavati mediante le formule di riferimento e confrontati con i valori soglia (si veda banca dati Regione Lombardia soglie_lomb.xls).

Nella tabella seguente si riassumono i risultati dell'analisi.

Tabella 1: Risultati analisi 2° livello

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA sabbiosa				
T	**Intervallo**	**Equazione**	**Fa MASW**	**Fa soglia**
0,9	0,1 – 0,5 s	$Fa_{0,1-0,5}$= 1,58-0,24 LnT	1,6	1,5
	0,5 – 1,5 s	$Fa_{0,5-1,5}$ = 1,33 T^2+2,02T +0,79	1,5	1,7

Il fattore di amplificazione ricavato per l'intervallo 0,1÷0,5 s risulta **superiore al rispettivo valore soglia per i terreni di categoria B:** la normativa non è pertanto da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito.

Il fattore di amplificazione ricavato per l'intervallo 0,5÷1,5 s risulta **inferiore al rispettivo valore soglia per i terreni di categoria B, anche considerando un incremento di 0,1:** la normativa è pertanto da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito.

In applicazione dei disposti normativi stabiliti dalla Regione Lombardia per la progettazione:

a) N.B.: si dovrà utilizzare lo spettro relativo al suolo di categoria superiore C nel caso di costruzione bassa e rigida (quelle previste dal progetto);

b) si potrà utilizzare lo spettro relativo al suolo di categoria B nel caso di costruzioni alte e flessibili.

4.5.3 AZIONE SISMICA

Dal punto di vista sismico il territorio di Palazzolo sull'Oglio è classificato in classe sismica 3.

L'accelerazione massima Agmax prevista sul territorio comunale, secondo quanto riportato nella DGR 11 luglio 2014 n. X/2129, è pari a 0,136522.

La pericolosità sismica di un'area è definita in termini di:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai sensi delle NTC 2018 la determinazione delle azioni sismiche deve essere determinata sito per sito facendo riferimento ai valori di accelerazione sismica di base riportati nell'allegato B del D.M. con riferimento a una griglia con lato pari a circa 10 km che ricopre tutto il territorio nazionale con tempi di ritorno compresi tra 30 e 2745 anni.

Di seguito si procede all'individuazione del sito con indicazione delle coordinate dei vertici della maglia della griglia di riferimento.

Sito in esame.
latitudine: 45,602986
longitudine: 9,867053
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11826	Lat: 45,5801	Lon: 9,8512	Distanza: 2824,315
Sito 2	ID: 11827	Lat: 45,5823	Lon: 9,9224	Distanza: 4885,492
Sito 3	ID: 11605	Lat: 45,6322	Lon: 9,9194	Distanza: 5209,989
Sito 4	ID: 11604	Lat: 45,6301	Lon: 9,8481	Distanza: 3355,831

Il passo successivo è la definizione del periodo di riferimento dell'azione sismica V_R, il quale, ai sensi del punto 2.4.3 delle NTC 2018 è definito come

$$V_R = V_N * C_U$$

V_N è la vita nominale di un'opera strutturale da intendersi come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Si riporta la tabella 2.4.1. delle NTC 2018 con indicazione della vita nominale per diversi tipi di opere.

TIPI DI COSTRUZIONE		V_N
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	⩽ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	⩾50
3	Grandi opere ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	⩾100

Per le costruzioni in esame si considera una Vn ⩾ 50 anni

Il termine C_U indica le classi d'uso di seguito riportate, come da punto 2.4.2 delle NTC

- **Classe I**: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II**: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
- **Classe III**: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV**: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II. delle NTC 2018

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

Per l'opera in esame si considera una classe d'uso II avente coefficiente C_U pari a 1: il periodo di riferimento per l'opera in esame risulta pari a 50 anni.

Sulla base di quanto sopra riportato, utilizzando i software Geostru e *Spettri NTC Ver.1.7.0.*, si sono determinati i parametri di azione a_g, F_o e T^*_c per i periodi di ritorno T_r associati a ciascuno Stato Limite e gli spettri elastici di riferimento per i diversi stati limite.

Si evidenzia che ai fini delle NTC 2018 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

La tabella 3.2.1. delle NTC 2018, di seguito riportata, evidenzia le probabilità di superamento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati

Stati limite		PVR: Probabilità di superamento nel periodi riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Sulla base dei parametri precedentemente riportati vengono calcolati gli spettri di risposta elastici di riferimento per i vari Stati Limiti che si provvede a riportare.

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0,037	g
Fo:	2,423	
Tc*:	0,207	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
ag:	0,049	g
Fo:	2,376	
Tc*:	0,231	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0,134	g
Fo:	2,447	
Tc*:	0,271	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,172	g
Fo:	2,487	
Tc*:	0,281	[s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss:	1,500
Cc:	1,760
St:	1,000
Kh:	0,011
Kv:	0,006
Amax:	0,541
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,500
Cc:	1,700
St:	1,000
Kh:	0,015
Kv:	0,007
Amax:	0,726
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,500
Cc:	1,620
St:	1,000
Kh:	0,048
Kv:	0,024
Amax:	1,972
Beta:	0,240

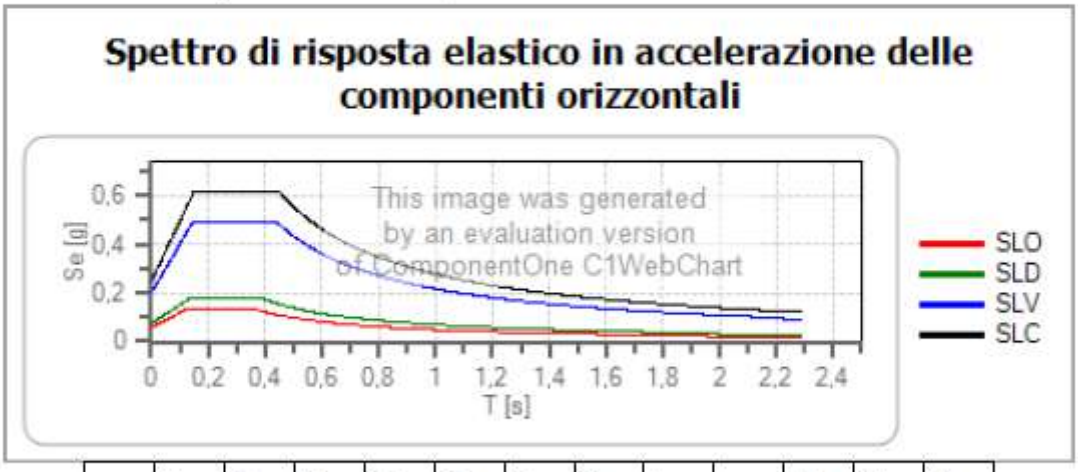
SLC:

Ss:	1,440
Cc:	1,600
St:	1,000
Kh:	0,059
Kv:	0,030
Amax:	2,430
Beta:	0,240

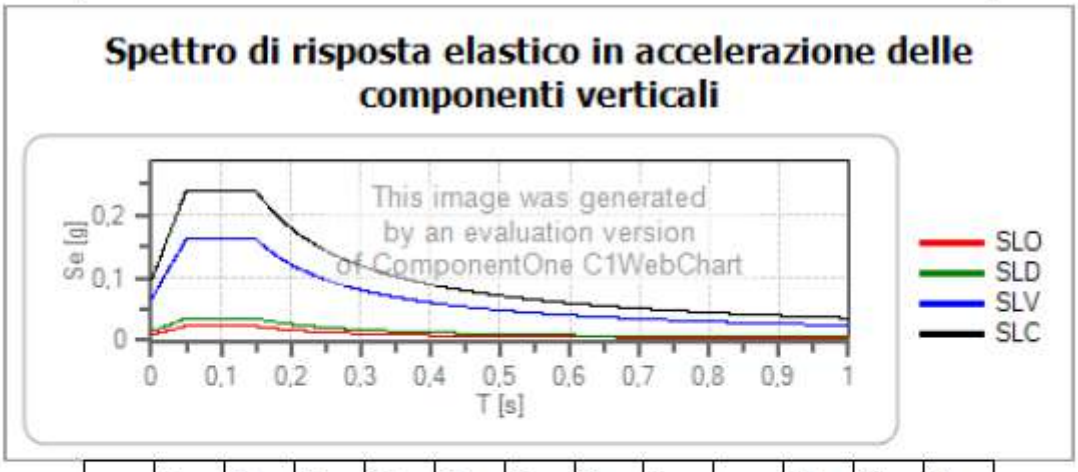
Figura 11: Spettri di risposta

Spettri di risposta

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali
Coefficiente di smorzamento viscoso = 5 %
Fattore che altera lo spettro elastico = 1,000



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,037	2,423	0,207	1,500	1,760	1,000	1,500	1,000	0,122	0,365	1,747
SLD	1	0,049	2,376	0,231	1,500	1,700	1,000	1,500	1,000	0,131	0,393	1,797
SLV	1	0,134	2,447	0,271	1,500	1,620	1,000	1,500	1,000	0,146	0,439	2,136
SLC	1	0,172	2,487	0,281	1,440	1,600	1,000	1,440	1,000	0,150	0,449	2,288



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,037	2,423	0,207	1,000	1,760	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLD	1	0,049	2,376	0,231	1,000	1,700	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLV	1	0,134	2,447	0,271	1,000	1,620	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLC	1	0,172	2,487	0,281	1,000	1,600	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

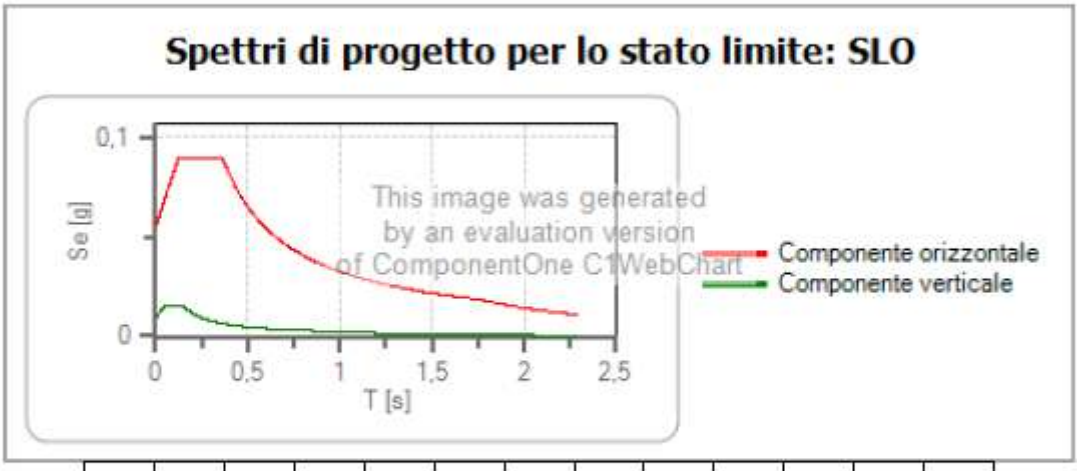
Spettro di progetto
Coefficiente di struttura q per lo spettro orizzontale = 1.5

per lo spettro orizzontale = 0,667

Coefficiente di struttura q per lo spettro verticale = 1.5

per lo spettro verticale = 0,667

Stato limite: SLO



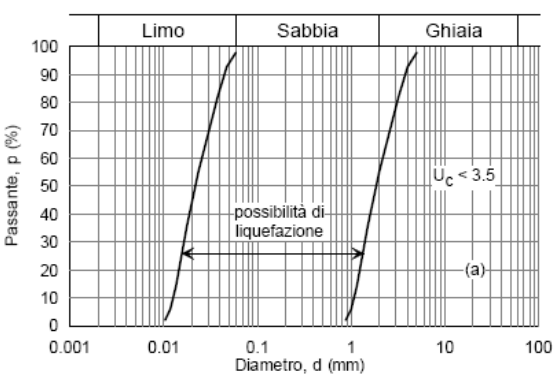
	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO orizzontale	1	0,037	2,423	0,207	1,500	1,760	1,000	1,500	1,500	0,122	0,365	1,747
SLO verticale	1	0,037	2,423	0,207	1,500	1,760	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000

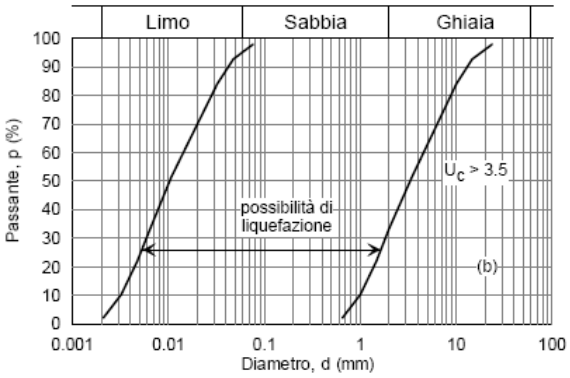
4.5.4 LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

La normativa prevede per il sito in esame l'approfondimento di 3° livello conseguente all'eventuale presenza di depositi liquefacibili in corrispondenza di eventi sismici; in effetti le caratteristiche litologiche dei sedimenti presenti sono tali da far presupporre la possibilità di liquefazione dei terreni in corrispondenza di un terremoto, fenomeno che risulta particolarmente pericoloso in quanto determina l'annullamento degli sforzi efficaci con sprofondamento e collasso delle strutture impostate su tali depositi.

Si evidenzia comunque che, ai sensi del punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2018 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 qc1N > 180 dove (N1)60 è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5. (le figure non vengono riportate e sono comunque individuabili al punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2008).





Ricorrono per la zona in esame la condizione di cui al punto 2, relativamente alla profondità della falda e al punto 4 ,relativamente alla dimensione granulometrica dei terreni: è possibile quindi omettere la verifica della liquefazione dei terreni.

5 CONCLUSIONI RELAZIONE GEOLOGICA

Di seguito si riassumono i contenuti della relazione

▪ **CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA**	**2– Fattibilità con modeste limitazioni**
▪ **VINCOLI**	**Nessuno**
▪ **LIVELLO DELLA SUPERFICIE PIEZOMETRICA**	**Falda acquifera a profondità inferiori ai -40,00 metri, non interferente con il piano di posa delle fondazioni.**
▪ **PERMEABILITA' DEI TERRENI**	**Media, K da 10^{-5} a 10^{-4} m/sec**
▪ **PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE**	**Z4a – Amplificazioni litologiche e geometriche**
▪ **CATEGORIA SISMICA TERRENI**	**C – Dopo effettuazione di analisi di secondo livello**
▪ **LIQUEFACIBILITÀ TERRENI**	**Verificate le condizioni di omissione della liquefazione dei terreni**
▪ **PROBLEMATICHE RISCONTRATE**	☐ **Geologiche** ☐ **Geomorfologiche** ☐ **Sismiche** ☐ **Idrogeologiche (scarsa permeabilità dei terreni e bassa soggiacenza della falda)** ☐ **Idrauliche** ☐ **Geotecniche (terreni di scadenti qualità tecniche)** ☒ **Nessuna**

6 RELAZIONE GEOTECNICA

6.1 RISULTATI DELLE INDAGINI – STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Con riferimento alla descrizione della campagna di indagini riportata nel paragrafo 3 del presente documento e ai diagrammi delle prove penetrometriche riportati in ***allegato 6***, si riassume la stratigrafia rinvenibile nel sottosuolo, partendo dall'alto (piano di campagna posto in corrispondenza di circa -1,00 metri rispetto alla piattaforma della stazione di servizio):

Intervalli di profondità in m.				Litologia	Consistenza	N_{SCPT}	N_{SPT}
					Densità relativa	[-]	[-]
da	0,00	a	1,00	Sabbie e ghiaie fini con inclusioni di ciottoli in abbondante matrice limosa	Molto sciolto	4÷5	6
da	1,00	a	1,80	Sabbie grossolane e ghiaie con inclusioni di ciottoli	Moderatamente addensato	22÷23	25
da	1,80	a	2,40	Sabbie e ghiaie fini con inclusioni di ciottoli in matrice limosa	Sciolto	10	11
da	2,40	a	3,30	Ghiaie e sabbie grossolane	Addensato	30÷31	33
Oltre	3,30			Ghiaie grossolane	Molto addensato	100	116

6.2 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

L'indagine geognostica condotta nel sito interessato dal progetto, e in particolare i risultati delle prove SCPT riportati nel paragrafo 3 ha permesso di ricavare i parametri geotecnici che meglio caratterizzano il sito; In particolare si sono utilizzati i dati provenienti dalle prove geotecniche eseguite, utilizzando il numero di colpi battuti dal maglio per ottenere gli avanzamenti della batteria delle aste per ricavare i parametri utili, secondo le correlazioni fornite dalla letteratura di seguito indicate:

Peso di volume naturale γnat $= 0{,}001N60^3 - 0{,}0528N60^2 + 0{,}9464N60 + 12{,}855$ — Bruschi 2005

Densità relativa Dr — $Dr = 100*(N1(60)/60)^{0,5}$ — Skempton, 1989

Angolo di attrito φ

- $\varphi = 28 + 0.14 * Dr$ — Schmertmann, 1975
- $\varphi = 20 + (15.4 * N_{1(60)})^{0,5}$ — Hatanaka & Uchida, 1986
- $\varphi = 27{,}1 + 0{,}3N_{1(60)} - 0{,}00054\ N_{1(60)}^2$ — Wolff, 1989

Coesione non drenata Cu

- $5 + 7{,}5*N$ — Japanese Road Association, 1980
- $6{,}18*N_{60}$ — Sivrikaya e Togol - Limi e argille limose
- $4{,}93*N_{60}$ — Sivrikaya e Togol - Argille bassa plasticità
- $6{,}82*N_{60}$ — Sivrikaya e Togol - Argille alta plasticità

Modulo elastico E

- $E = 1200*(N + 6)$ sabbie ghiaiose — Bowles, 1982
- $E = 300*(N + 6)$ sabbie limose
- $E = 320\ (N + 15)$ sabbie argillose

dove:

N: numero dei colpi necessario per raggiungere l'infissione di 30 cm nella prova SPT

N60: numero di colpi N corretto per un'energia di battuta standardizzato del 60%

N1(60): numero di colpi N60 corretto per l'influenza della pressione litostatica

Tali parametri saranno utilizzati per il calcolo della capacità portante ammissibile e dei cedimenti delle fondazioni, nell'ipotesi progettuale indicata.

Le quota di imposta ipotizzata e le condizioni di analisi, sono le seguenti:

- **- 1,00 m dal p.c. per fondazioni NASTRIFORMI**
- **Carichi sulle fondazioni centrati e non eccentrici**
- **Analisi a lungo termine in condizioni drenate**

Eventuali variazioni progettuali rispetto a quanto considerato nella presente relazione dovranno essere sottoposte all'attenzione dello scrivente al fine di considerare nuovi calcoli.

Nella tabella di seguito riportata viene illustrato il modello geotecnico del sito , utilizzato per le valutazioni relative alla capacità portante e alla stima dei cedimenti

Tabella 2. Parametri geotecnici

Intervalli di profondità in m.				Litologia	Consistenza Densità relativa	N_{SCPT} [-]	N_{SPT} [-]	C_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ [°]	Dr [-]	Es [kPa]	ν [-]	n [-]	γ_{dry} [KN/m^3]	γ_{nat} [KN/m^3]	γ_{sat} [KN/m^3]	γ' [KN/m^3]
da	0,00	a	1,00	Sabbie e ghiaie fini con inclusioni di ciottoli in abbondante matrice limosa	Molto sciolto	4÷5	6	0	0	28		3.700	0,3			17,00		
da	1,00	a	1,80	Sabbie grossolane e ghaie con inclusioni di ciottoli	Moderatamente addensato	22÷23	25	0	0	32		10.300	0,3			20,00		
da	1,80	a	2,40	Sabbie e ghiaie fini con inclusioni di ciottoli in matrice limosa	Sciolto	10	11	0	0	30		6.100	0,3			18,00		
da	2,40	a	3,30	Ghiaie e sabbie grossolane	Addensato	30÷31	33	0	0	34		13.900	0,3			21,00		
oltre	3,30			Ghiaie grossolane	Molto addensato	100	116	0	0	37		36.000	0,3			21,50		

Legenda

N_{SCPT}	Numero colpi prova SCPT x 30 cm di avanzamento	ν	Coefficiente di Poisson
N_{SPT}	Numero colpi prova SPT x 30 cm di avanzamento	n	Porosità
Cu	Coesione non drenata	γ_{dry}	Peso di volume secco
ϕ	Angolo di attrito	γ_{nat}	Peso di volume naturale
Dr	Densità relativa	γ_{sat}	Peso di volume saturo
Es	Modulo sforzi-deformazioni	γ'	Peso di volume sommerso
q_c	Resistenza alla penetrazione della punta		

6.3 METODI DI CALCOLO GEOTECNICO ADOTTATI

6.3.1 CARATTERIZZAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

I valori caratteristici (fk) dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno, vengono determinati partendo dai valori medi (fm).

Per valore caratteristico s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento(frattile n%); assumere, per esempio, un valore caratteristico di 25° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5%, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a 25°.

I valori di progetto (fd) da adottare nel calcolo si ottengono dividendo i valori caratteristici (fk) per un coefficiente riduttivo parziale M2 (combinazione 2, approccio 1) indicato dalla tabella 6.2.II D.M. 14 gennaio 2008, aggiornate con D.M. 17 gennaio 2018.

ANGOLO D'ATTRITO DEI TERRENI:

- **Valore medio - Vm = 32°**
- **Valore caratteristico => $V_k = V_m (1+X\ Vm)$**

Dove:

- X è il parametro dipendente dalla legge di distribuzione delle probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata: per un frattile del 5% X possiede un valore pari a - 1,645 quindi **$V_k = V_m (1-1.645\ Vm)$;**
- Vm equivale al rapporto tra la deviazione standard rispetto al valore medio e lo stesso valore medio.

Nel caso considerato il valore caratteristico dell'angolo di attrito

$\phi_m = \phi_k = 32°$

- Valore di progetto (per la combinazione M2) $tg\phi_d = tg\phi_k / 1,25$

Nel caso considerato il valore di progetto dell'angolo di attrito è **$\phi_d = 26,56°$**

6.3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale.

La verifica della condizione fondamentale considerata dagli Eurocodici e dalle NTC 2018 (D.M. 17 gennaio 2018) è la seguente: **Rd ≥ Ed.** Tale verifica può essere effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle di riferimento: Coefficienti A(6.2.I), M(6.2.II), R(6.4.I) delle Norme Tecniche delle Costruzioni, seguendo:

- per la verifica a rottura per carico limite e per scorrimento almeno uno dei due approcci:

Approccio1:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1) [STR]
- Combinazione 2 (A2+M2+R2) [GEO]

Approccio 2:

- (A1+M1+R3) [GEO]

• La verifica di stabilità globale *deve essere effettuata* secondo

Approccio 1 – Combinazione 2: (A2+M2+R2).

Gli Stati Limite rappresentano la frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità.

- **SLU: STATI LIMITE ULTIMI**, al limite tra stabilità del sistema e collasso dello stesso (intera struttura o parte di essa: pilastri, travi, cerniere, fondazioni, etc.), o terreno sottostante. Limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi;
- **SLE: STATI LIMITE DI ESERCIZIO**. Riguardano le deformazioni del terreno dovute al peso proprio (pressione litostatica) o a forze esterne (cedimenti).

Suddivisi in:

- SLU dinamici = SLV (stati limite salvaguardia della vita), SLC (stati limite prevenzione dal collasso);
- SLE dinamici = SLO (stati limite operatività), SLD (stati limite danno).

Le combinazioni sopraccitate riportano i seguenti coefficienti da valutare:

- A = Coefficiente di amplificazione dei carichi;

- M = Coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici;
- R = Coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc.).

Nelle tabelle di seguito si riportano i coefficienti parziali con cui calcolare le diverse combinazioni, tratte dalle NTC.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γM	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{f'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,00

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	γ_R =1,0	γ_R =1,8	γ_R =2,3
Scorrimento	γ_R =1,0	γ_R =1,1	γ_R =1,1

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali" di sicurezza tramite l'equazione

Ed ≤ Rd oppure Rd - Ed ≥ 0

con:

- Rd = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico);
- Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista).

La resistenza del terreno Rd è determinata:

- Analiticamente (i valori di progetto si ottengono dai valori caratteristici divisi per il coefficiente parziale γ_m);
- Con misure dirette, utilizzando le tabelle sopra citate per i coefficienti parziali.

L'azione Ed è determinata dal valore caratteristico amplificato mediante i coefficienti parziali γ_f e deve essere fornita dallo strutturista.

Secondo le NTC il primo step è il calcolo della resistenza di progetto del terreno Rd secondo il metodo di Terzaghi descritto nel capitolo successivo o secondo il metodo di Brinch-Hansen. Il valore di Rd è il prodotto tra la capacità portante limite e l'area della fondazione. Per eseguire il secondo step il progettista deve fornire il valore delle azioni dei carichi per poter calcolare il valore di progetto dell'azione Ed. Come terzo e ultimo stadio si deve verificare se la condizione iniziale **Ed ≤ Rd** sia soddisfatta. Questi step vanno effettuati per le tre combinazioni esistenti e viene scelto il valore più cautelativo.

6.3.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato applicando le formulazioni di Terzaghi e di Brinch-Hansen, ritenute idonee per il problema geotecnico in esame; vengono di seguito riportate le formule con cui vengono effettuati i calcoli.

$$q_{lim} = c'N_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\, N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \qquad \textbf{(BRINCH-HANSEN)}$$

Per il significato dei simboli si rimanda alle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione.

La capacità portante limite, in accordo con la vecchia normativa risalente al D.M. 11 marzo 1988, si ottiene adottando un coefficiente di sicurezza unitario mentre per il calcolo della capacità portante ammissibile il coefficiente di sicurezza equivale a $F_s = 3$, nel rispetto della letteratura tecnica esistente in materia di tecnica delle fondazioni e dei disposti di legge vigenti:

$$q_{amm} = q_{lim}/Fs$$

6.3.4 STIMA DEI CEDIMENTI

Si tratta delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE). I terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa (cedimenti). I valori delle proprietà meccaniche da utilizzare nell'analisi sono quelli caratteristici fk e i coefficienti parziali sulle azioni A e sui parametri di resistenza R sono sempre unitari (A i = 1, Mi = 1, Ri = 1), ossia fk = fd.

I valori dei cedimenti stimati con i metodi sottoindicati sono ammissibili e verificati se rispettano i valori indicati nella tabella di seguito riportata.

TIPO DI MOVIMENTO	FATTORE DI LIMITAZIONE	VALORE AMMISSIBILE
Cedimento	Collegamento a reti di servizi	15 - 30 cm
	Accesso	30 - 60 cm
	Probab.di cedimenti differenziali	
	- murature portanti	2,5 - 5 cm
	- strutture intelaiate	5 - 10 cm
	- ciminiere,silos	7,5 - 30 cm
Rotazione rigida (tilt)	Stabilità al ribaltamento	Dipende dall'altezza e dal peso
		0,04 H
	Rotazione di ciminiere, torri	0,003 L
	operatività macchine	0,0002 L
	- macchine tessili	
	- turbogeneratori	
	Binari di carro ponte	0,003 L
	Drenaggio di sup. pavimentate	0,01 - 0,02 L
Cedimenti differenziali	Murature portanti multipiano	0,0005 - 0,001 L
	Murature portanti ad un piano	0,001 - 0,02 L
	Lesioni di intonaci	0,001 L
	Telai in c.a.	0,0025 - 0,004 L
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003 L
	Telaio in acciaio	0,002 L
	Strutture semplici in acciaio	0,005 L
L = distanza fra due pilastri adiacenti. I valori ammissibili più elevati si riferiscono a strutture più flessibili ed a condizioni di sottosuolo uniformi; i più ridotti a strutture e condizioni di sottosuolo irregolari.		

6.3.4.1 METODO DELLA TEORIA DELL'ELASTICITA'

Ai fini della stima dei cedimenti ammissibili si è valutata la media ponderata dei moduli di Young per uno strato compressibile pari a cinque volte la dimensione minima della fondazione.

Tale procedura (Bowles, 1991) prevede la stima di $E_{s(medio)}$ mediante la seguente formula:

$$E_{S(medio)} = \frac{H_1 E_{S1} + H_2 E_{S2} + ...H_n E_{sn}}{H}$$

dove:

- H_n: spessore dei singoli strati sotto la fondazione
- E_{Sn}: modulo di Young attribuibile ad ogni singolo strato H
- H: spessore dello strato in cui si calcola il cedimento

I cedimenti immediati sono stati stimati nell'ipotesi di applicazione delle pressioni ammissibili calcolata per le varie larghezze di fondazione considerate nei calcoli della capacità portante.

A tal fine si è fatto uso del metodo basato sulla teoria dell'elasticità, in base alla quale è possibile calcolare il cedimento dello spigolo di una fondazione posta sulla superficie di un semispazio elastico.

Per i dati utilizzati al fine dei calcoli dei cedimenti si rimanda ai simboli e alla formula riportata nelle tabelle allegate alla presente relazione, evidenziando che il cedimento è stato valutato per una profondità di posa delle fondazioni secondo le ipotesi precedentemente citate ed un incastro pari ad almeno 30 cm, considerando i parametri geotecnici precedentemente commentati e i carichi di seguito commentati .

I valori dei cedimenti rilevati fanno ovviamente riferimento all'applicazione di una singola fondazione, senza che si verifichino interferenze dovute all'applicazione di tensione aggiuntive nel terreno dovute alla presenza di altre fondazioni.

I valori dei cedimenti rilevati fanno ovviamente riferimento all'applicazione di una singola fondazione, senza che si verifichino interferenze dovute all'applicazione di tensione aggiuntive nel terreno dovute alla presenza di altre fondazioni.

6.3.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di sottofondo (o modulo di Winkler) è stato calcolato con il metodo di Vesic semplificato, il quale ha proposto una relazione che correla tale parametro con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione.

$$K_s = \frac{E_s}{(1-\mu^2)}$$

dove K_s: coefficiente di sottofondo

E_s: modulo elastico del terreno

μ: coefficiente di Poisson

Introducendo, come nella formula di calcolo della teoria dell'elasticità, $E'_s=(1-\mu^2)/E_s$, si ottiene che $\Delta H=\Delta q \times B \times E'_s \times I_s \times I_f$ (cfr. tabella di calcolo dei cedimenti), e poiché $Ks=\Delta q/\Delta H$, si ricava che:

$$K_s = \frac{1}{BE_s^{'} I_s I_f}$$

Di seguito si riportano comunque dei valori indicativi del coefficiente di sottofondo per alcune tipologie di terreni comunemente riscontrabili nella pratica geotecnica.

- Terreno argilloso compatto : K1 = 1.8 - 3.6 [kg/cm^3]
- Terreno argilloso molto compatto : K1 = 3.6 - 7.2 [kg/cm^3]
- Terreno argilloso duro : K1 > 7.2 [kg/cm^3]
- Terreno con sabbia sciolta : K1 = 0.7 - 2.1 [kg/cm^3]
- Terreno con sabbia media : K1 = 2.1 - 10.8 [kg/cm^3]
- Terreno con sabbia densa : K1 = 10.8 - 36.0 [kg/cm^3]
- Terreno con ghiaia mediamente addensata: K1 = 10.0 - 30.0 [kg/cm^3].

6.4 RISULTATI DEI CALCOLI

Nelle tabelle riassuntive allegate alla presente relazione ***(allegato 8)*** si è valutata la capacità portante del terreno attualmente riscontrabile nel sito indagato, dettagliando i dati utilizzati.

Si sono valutate le capacità portanti per:

- Fondazioni nastriformi a – 1,00 m di profondità dal p.c.

Si sottolinea che non essendo state fornite le azioni Ed imposte dalla struttura, queste dovranno necessariamente essere inferiori a Rd al fine di ritenere soddisfatte le varie verifiche. Non essendo inoltre state fornite le caratteristiche geometriche delle fondazioni superficiali, i calcoli dovranno necessariamente essere rivisti in caso di adozione di geometrie diverse.

Nelle tabelle di seguito riportate si riassumono i risultati dei calcoli effettuati.

Tabella 3. Capacità portante

BRINCH - HANSEN							
Lunghezza fondazione	L (m)	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00	
Larghezza fondazione	B (m)	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00	
Area fondazione A	B*L (m^2)	1,25	2,45	3,2	4,05	5	
Capacità portante limite	q_{lim} (kPa)	277,98	308,82	325,63	342,95	360,64	COMB 1
Capacità portante ammissibile	q_{amm} (kPa)	92,66	102,94	108,54	114,32	120,21	
Resistenza del terreno Rd	q_{lim} *A (KN)	347,5	756,6	1042,0	1389,0	1803,2	
Azione Ed< Rd/γ_R	Rd/$\gamma_{R\ (KN)}$	**347,5**	**756,6**	**1042,0**	**1389,0**	**1803,2**	**A1M1R1**
		151,1	**329,0**	**453,0**	**603,9**	**784,0**	**A1M1R3**
Capacità portante limite	q_{lim} (kPa)	138,27	149,91	156,54	163,48	170,62	COMB 2 STABILITA' GLOBALE
Capacità portante ammissibile	q_{amm} (kPa)	46,09	49,97	52,18	54,49	56,87	
Resistenza del terreno Rd	q_{lim} *A (KN)	172,8	367,3	500,9	662,1	853,1	
Azione Ed< Rd/γR	Rd/$\gamma_{R\ (KN)}$	**157,1**	**333,9**	**455,4**	**601,9**	**775,6**	**A2M2R2**
VALORE PIU' CAUTELATIVO AZIONE Rd		**151,1**	**329,0**	**453,0**	**601,9**	**775,6**	**KN**

I valori dei cedimenti, riassunti nelle tabelle successive, sono riportati in maniera più dettagliata nelle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione tecnica ***(allegato 9)***, nelle quali sono riportate le tre combinazioni stabilite dalle NTC 2018 per le fondazioni considerate alle quote di imposta prefissate.

Tabella 4: Stima dei cedimenti

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	**0,50**	**0,70**	**0,80**	**0,90**	**1,00**
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	**2,50**	**3,50**	**4,00**	**4,50**	**5,00**
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q_{lim} (BH - kPa)	**277,98**	**308,82**	**325,63**	**342,95**	**360,64**
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q_{amm} (BH - Kg/cm^2)	**92,66**	**102,94**	**108,54**	**114,32**	**120,21**
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	**11,58**	**12,60**	**14,14**	**15,77**	**17,77**
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	**4,46**	**4,85**	**5,45**	**4,93**	**6,85**
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO (kg/cm^3)	**3,99**	**2,67**	**2,26**	**1,98**	**1,75**

Si precisa che, per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni, si è utilizzato come valore iniziale della pressione ammissibile quello ottenuto tramite l'approccio 1 combinazione 1 (A1M1R1). Pertanto, i valori dei cedimenti riportati nelle tabelle precedenti sovrastimano i valori reali che si avrebbero imponendo un carico più esiguo e quindi più cautelativo, come quello previsto dalle altre due combinazioni (approccio 1 combinazione 2 – A2M2R2 e approccio 2 combinazione unica – A1M1R3).

6.5 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono per il calcolo dei valori di Rd, valore di progetto della resistenza del terreno, l'introduzione di un coefficiente riduttivo z, che tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione dell'Rd o $q_{lim,}$ descritto da Paolucci & Pecker(1997) con le seguenti equazioni:

$$Z_\gamma = Z_q = \left(1 - \frac{K_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

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

Nelle tabelle di seguito si illustrano sinteticamente i risultati ottenuti per il calcolo di Rd ed. Tali risultati non sono altro che i valori delle tabelle precedenti ridotti dal coefficiente z.

Il rispetto dei vari stati limite viene considerato conseguito dalle NTC:

- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi (SLU) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV;
- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio (SLE) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLD.

Tabella 5. Capacità portante – Azioni sismiche

BRINCH - HANSEN - AZIONI SISMICHE							
Lunghezza fondazione	L (m)	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00	
Larghezza fondazione	B (m)	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00	
Area fondazione A	B*L (m^2)	1,25	2,45	3,2	4,05	5	
Fattore correttivo	z	0,985	0,985	0,985	0,985	0,985	COMB 1
Capacità portante limite	q_{lim} (kPa)	273,71	304,08	320,63	337,68	355,10	
Capacità portante ammissibile	q_{amm} (kPa)	91,24	101,36	106,88	112,56	118,37	
Resistenza del terreno Rd	q_{lim} *A (KN)	342,1	745,0	1026,0	1367,6	1775,5	
Azione Ed< Rd/γ_R	Rd/$\gamma_{R\ (KN)}$	**342,1**	**745,0**	**1026,0**	**1367,6**	**1775,5**	**A1M1R1**
		148,8	**323,9**	**446,1**	**594,6**	**771,9**	**A1M1R3**
Fattore correttivo	z	0,985	0,985	0,985	0,985	0,985	COMB 2 STABILITA' GLOBALE
Capacità portante limite	q_{lim} (kPa)	136,15	147,60	154,14	160,97	168,00	
Capacità portante ammissibile	q_{amm} (Kg/cm^2)	0,46	0,50	0,52	0,55	0,57	
Resistenza del terreno Rd	q_{lim} *A (KN)	170,2	361,6	493,2	651,9	840,0	
Azione Ed< Rd/γ_R	Rd/$\gamma_{R\ (KN)}$	**15,5**	**328,8**	**448,4**	**592,6**	**763,6**	**A2M2R2**
VALORE Più CAUTELATIVO		**15,5**	**323,9**	**446,1**	**592,6**	**763,6**	**KN**

I valori dei cedimenti sono indicati nelle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione tecnica, riportati in maniera riassuntiva nelle tabelle di seguito.

Tabella 6: Valori dei cedimenti– Azioni sismiche

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	**0,50**	**0,70**	**0,80**	**0,90**	**1,00**
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	**2,50**	**3,50**	**4,00**	**4,50**	**5,00**
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q_{lim} (BH - kPa)	**273,71**	**304,08**	**320,63**	**337,68**	**355,10**
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q_{amm} (BH - Kg/cm^2)	**91,24**	**101,36**	**106,88**	**112,56**	**118,37**
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	**11,40**	**12,40**	**13,93**	**15,53**	**17,50**
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	**4,39**	**4,78**	**5,37**	**5,98**	**6,74**

7 CONCLUSIONI RELAZIONE GEOTECNICA

7.1 RIASSUNTO

Nella presente relazione tecnica si è provveduto a studiare le caratteristiche geologiche e geotecniche di un sito in Comune di Palazzolo sull'Oglio (BS), al fine di valutare la fattibilità geologica e la capacità portante limite e ammissibile dell'area di progetto.

Le valutazioni sono state eseguite con i metodi semiprobabilistici definiti dalle NTC 2018, parti 2 e 6 (carichi statici) e 7 (effetti sismici).

Di seguito si riassumono i contenuti della relazione

- **QUOTA DI IMPOSTA DELLA FONDAZIONE** **– 1,00 m dal p. c.**
- **CONDIZIONI ADOTTATE PER I CALCOLI** **DRENATE A LUNGO TERMINE**
- **TIPOLOGIA DI FONDAZIONI** **NASTRIFORMI**
- **CATEGORIA SISMICA DEL TERRENO** **CATEGORIA C**
- **ANGOLO D'ATTRITO CARATTERISTICO** **32°**
- **COESIONE EFFICACE** **0 kPa**
- **COESIONE NON DRENATA (VALORE CARATTERISTICO)** **0 kPa**
- **PESO UNITÀ DI VOLUME** **20,00 KN/m^3**
- **CONTROINDICAZIONI** **NESSUNA IN PARTICOLARE**
- **ACCORGIMENTI SUGGERITI** **CARICHI DIMENSIONATI AL FINE DI CONTENERE I CEDIMENTI**

Alla luce dei risultati ottenuti, si possono assumere come azioni Ed per lo Stato Limite Ultimo, a condizioni statiche, i seguenti valori **da non superare al fine di ritenere soddisfatta la verifica Ed<Rd**:

- Fondazioni nastriformi:

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A1M1R1	347,47	756,61	1042,01	1388,95	1803,18
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A1M1R3	151,08	328,96	453,05	603,89	783,99
Azione Ed< Rd$/\gamma$r (KN) - A2M2R2 STABILITA' GLOBALE	151,1	329,0	453,0	601,9	775,6
Capacità portante ammissibile (kPa) - DM 11/03/1988	92,66	102,94	108,54	114,32	120,21

Per tali carichi imposti si stima che i cedimenti possano essere contenuti entro valori accettabili.

Per quanto riguarda l'azione in condizioni sismiche si possono assumere come azioni Ed per lo Stato Limite Ultimo i seguenti valori **da non superare al fine di ritenere soddisfatta la verifica Ed<Rd**:

- Fondazioni nastriformi

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A1M1R1	342,14	744,99	1026,01	1367,62	1775,48
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A1M1R3	148,75	323,91	446,09	594,62	771,95
Azione Ed< Rd$/\gamma$r (KN) - A2M2R2 STABILITA' GLOBALE	15,5	323,9	446,1	592,6	763,6
Capacità portante ammissibile (kPa) - DM 11/03/1988	91,24	101,36	106,88	112,56	118,37

Per tali carichi imposti lo scrivente stima che i cedimenti possano ritenersi contenuti entro valori accettabili.

7.2 PRESCRIZIONI E AVVERTENZE

- L'ingegnere strutturista valuti con attenzione i cedimenti sviluppati dall'applicazione dei carichi (valutazione effettuata considerando la combinazione A1M1R1) al fine di definire se tali cedimenti sono compatibili con la realizzazione delle opere.
- Prima dell'esecuzione dei lavori di costruzione, è opportuno effettuare un'accurata opera di pulizia del fondo dello scavo presso cui verranno poggiate le fondazioni.
- Dovrà essere realizzata un'adeguata impermeabilizzazione delle strutture controterra, al fine di evitare fenomeni di assorbimento dell'umidità che possano, a lungo termine, inficiare le caratteristiche tecniche dei materiali da costruzione e provocare inconvenienti all'interno dei locali abitativi e di servizio.

Qualora eventuali approfondimenti degli scavi evidenzino litologie diverse da quelle commentate nella presente relazione, di interpellare subito lo scrivente al fine di procedere ad una revisione del calcolo delle fondazioni.

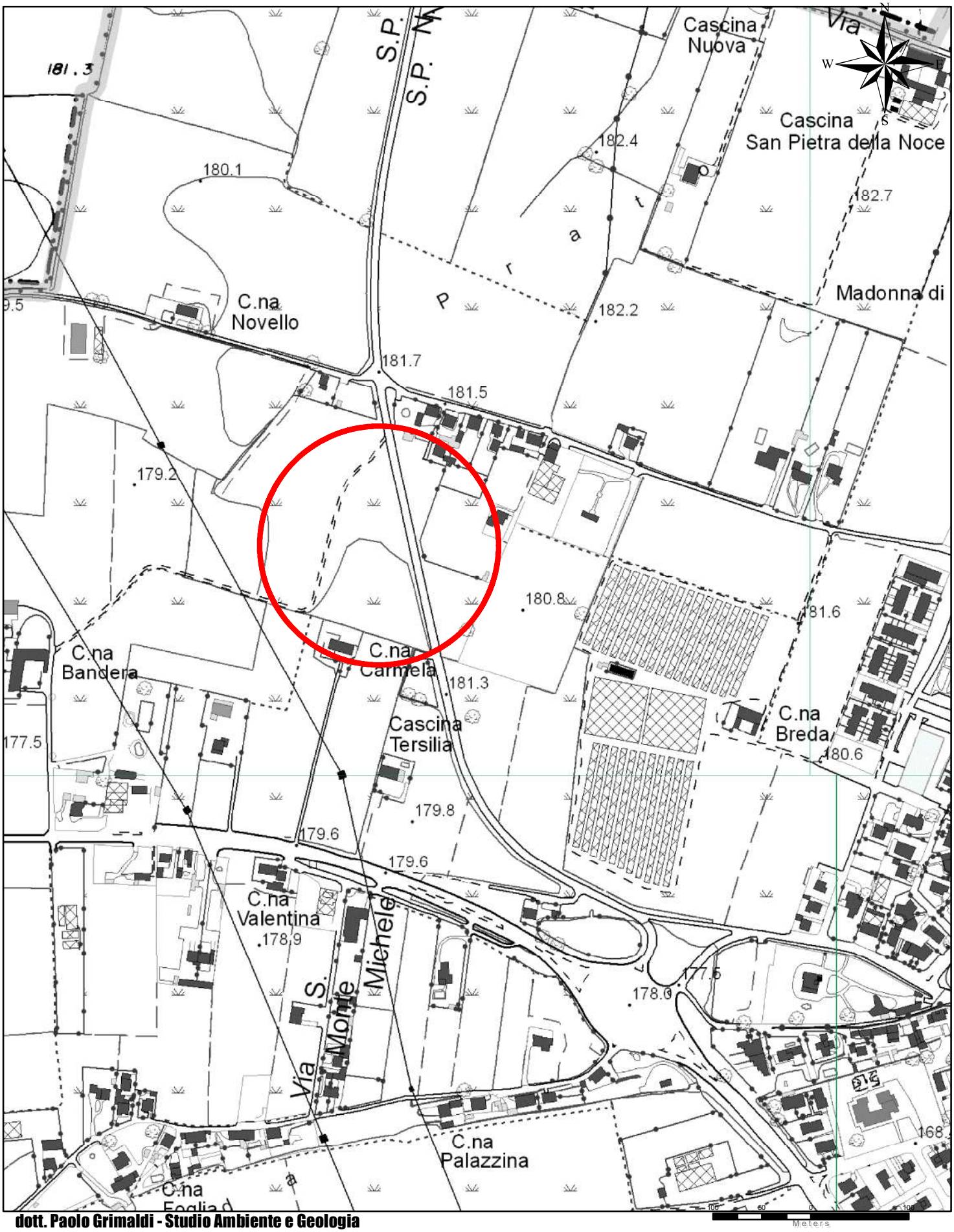
8 ALLEGATI

1. COROGRAFIA
2. CARTA GEOLOGICA
3. CARTA DELLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA
4. CARTA PSL
5. UBICAZIONE PROVE
6. DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE
7. RISULTATI INDAGINI GEOFISICHE
8. TABELLE DI CALCOLO DELLE CAPACITÀ PORTANTI
9. TABELLE DI CALCOLO DEI CEDIMENTI

ALLEGATO 1

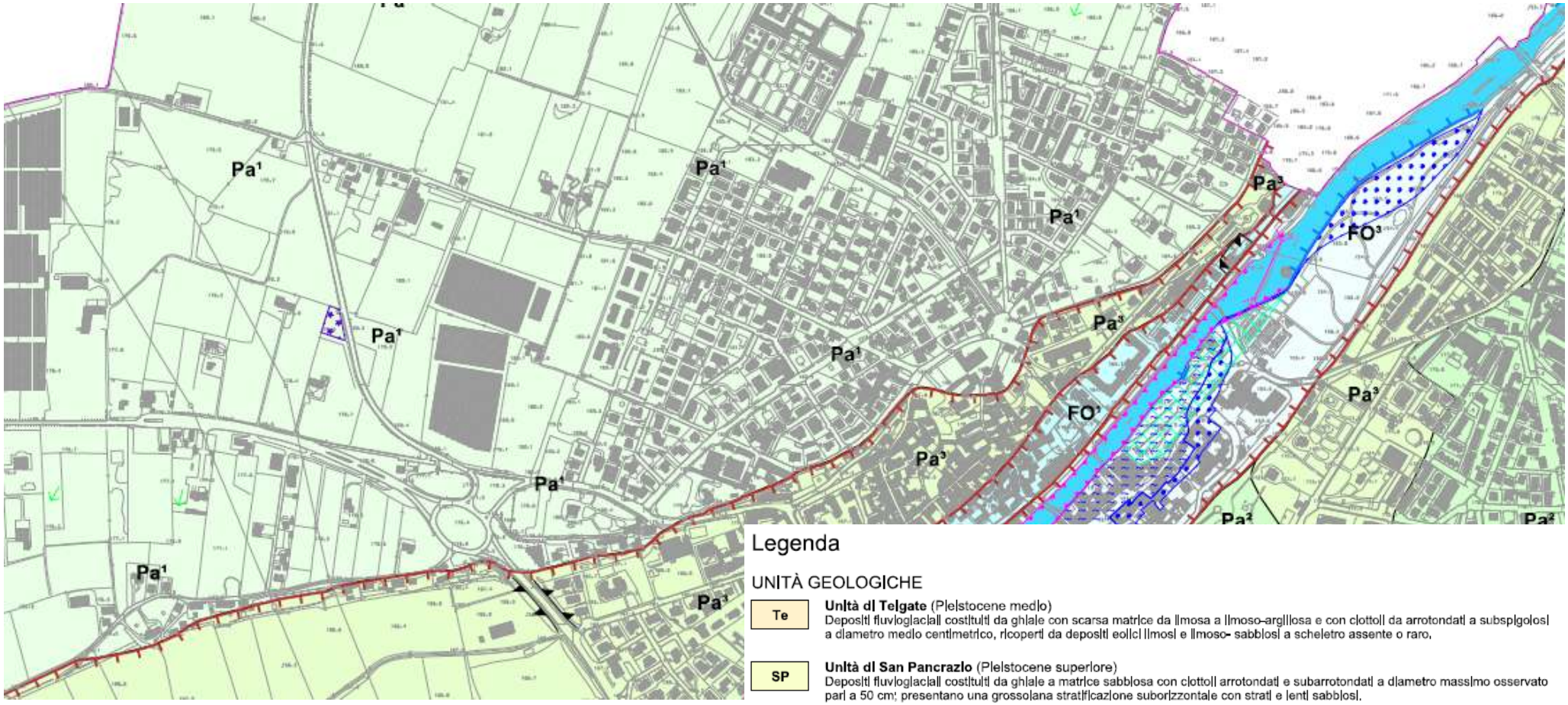
COROGRAFIA

Fonte: CTR Regione Lombardia



dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa 18/B - 24068 SERIATE (BG)
Tel. e fax: 035 301577 email: grimaldipaolo1@virgilio.it

ALLEGATO 2



Legenda

UNITÀ GEOLOGICHE

Te — **Unità di Telgate** (Pleistocene medio)
Depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie con scarsa matrice da limosa a limoso-argillosa e con ciottoli da arrotondati a subspigolosi a diametro medio centimetrico, ricoperti da depositi eolici limosi e limoso- sabbiosi a scheletro assente o raro.

SP — **Unità di San Pancrazio** (Pleistocene superiore)
Depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie a matrice sabbiosa con ciottoli arrotondati e subarrotondati a diametro massimo osservato pari a 50 cm; presentano una grossolana stratificazione suborizzontale con strati e lenti sabbiosi.

Pa¹ **Pa²** **Pa³** — **Complesso di Palazzolo** (tardo Pleistocene superiore)
Depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie a matrice sabbiosa con ciottoli arrotondati e subarrotondati a diametro massimo osservato pari a 40 cm; presentano una grossolana stratificazione suborizzontale con strati e lenti sabbiosi; limi sommitali di esondazione.

Pa¹ - Terrazzo superiore
Pa² - Terrazzo intermedio
Pa³ - Terrazzo inferiore

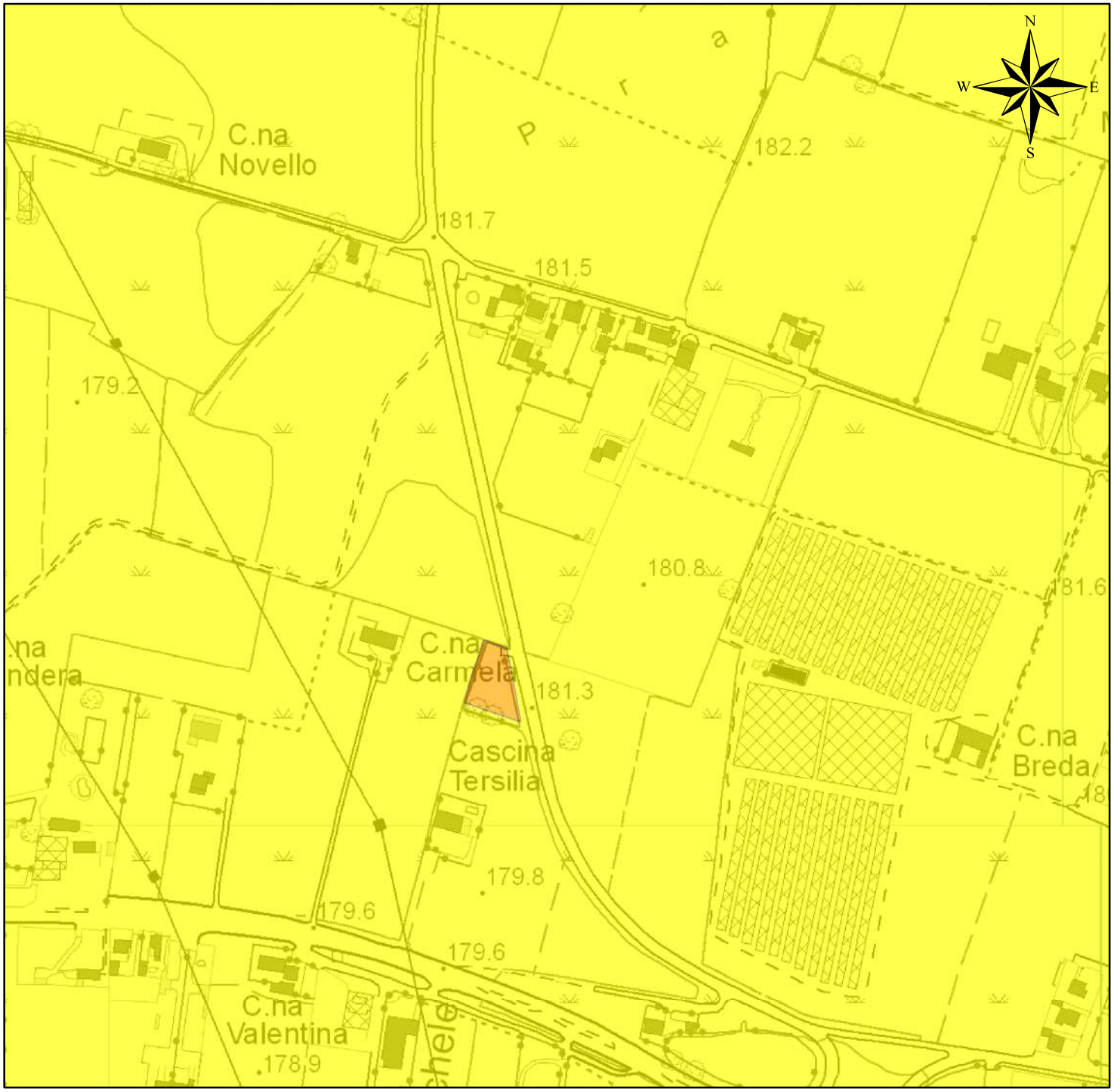
FO¹ **FO²** **FO³** — **Unità del Fiume Oglio** (Tardiglaciale-Olocene recente)
Depositi fluviali costituiti da ghiaie a matrice sabbiosa; presentano una stratificazione suborizzontale e incrociata con sabbie e limi da massivi a laminati.

FO¹ - Alluvioni fluviali antiche
FO² - Alluvioni fluviali medio-recenti
FO³ - Alluvioni fluviali recenti e attuali

ALLEGATO 3

FATTIBILITA' GEOLOGICA

Fonte: GEOPORTALE REGIONE LOMBARDIA



LEGENDA

- ***CLASSE 2, FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI***
- ***CLASSE 3, FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI***

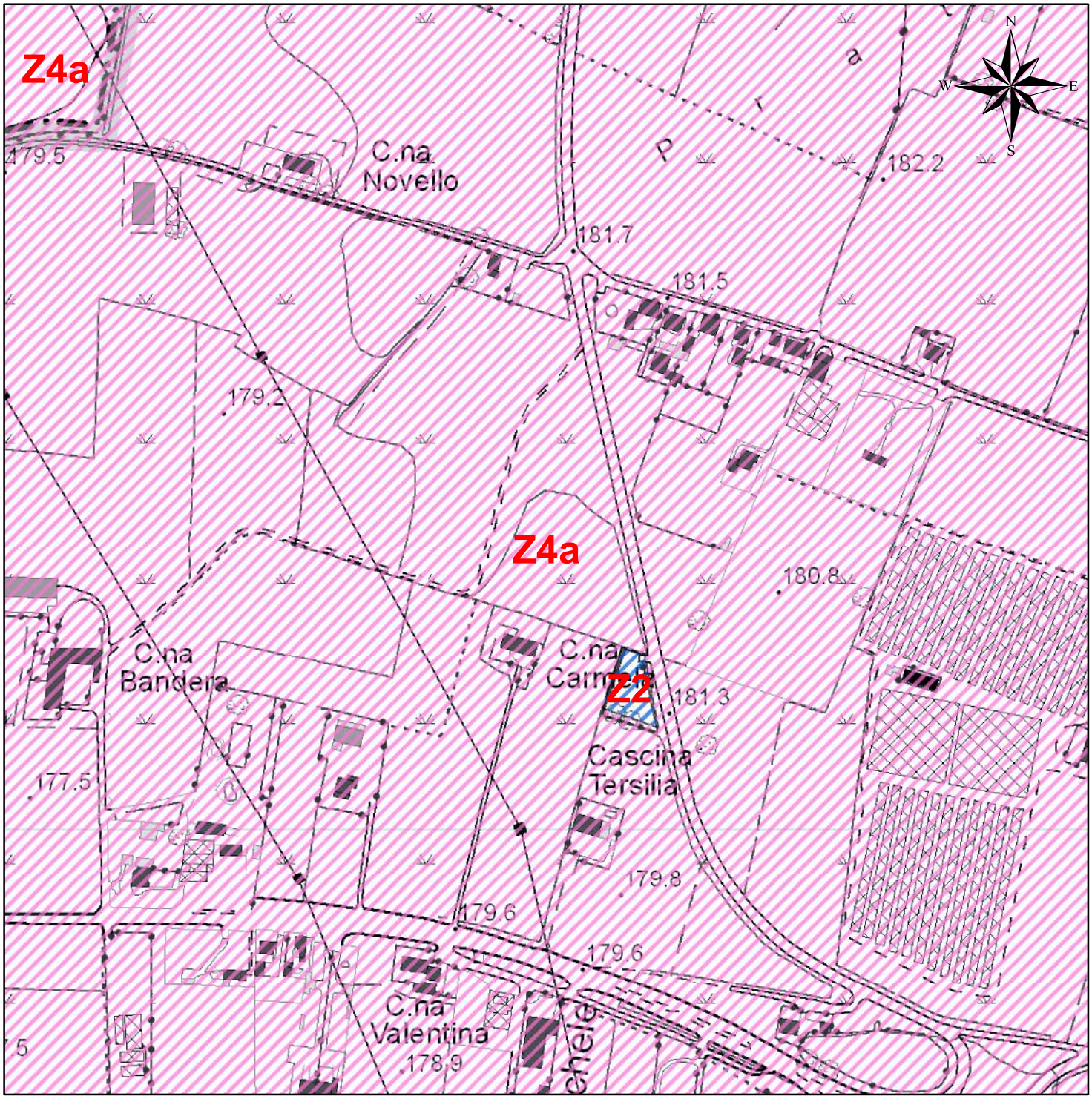
dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa 18/B - 24068 SERIATE (BG)
Tel. e fax: 035 301577 email: grimaldipaolo1@virgilio.it

80 40 0 80
Meters

ALLEGATO 4

PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Fonte: GEOPORTALE REGIONE LOMBARDIA



LEGENDA

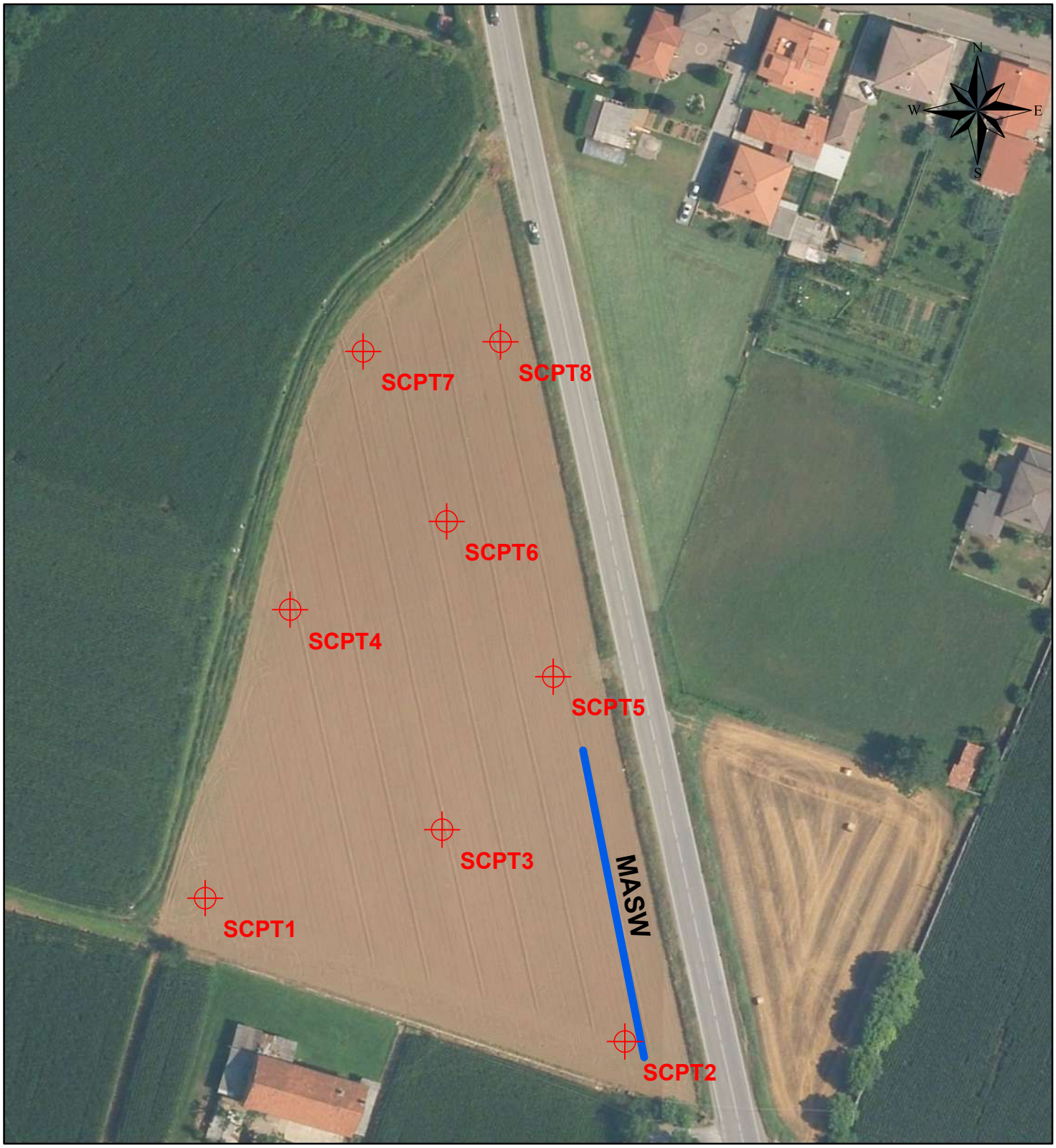
Z2, SCADENTI CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Z4a, FONDOVALLE O PIANURA

dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa 18/B - 24068 SERIATE (BG)
Tel. e fax: 035 301577 email: grimaldipaolo1@virgilio.it

ALLEGATO 5

UBICAZIONE INDAGINI



LEGENDA

TIPOLOGIA

SCPT

MASW

25 12,5 0 25

Meters

dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa 18/B - 24068 SERIATE (BG)
Tel. e fax: 035 301577 email: grimaldipaolo1@virgilio.it

ALLEGATO 6

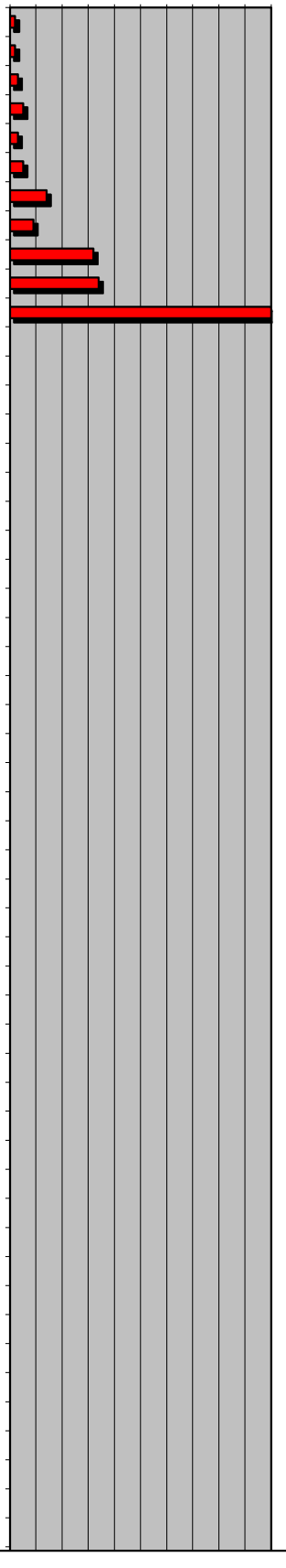
dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 1

COMUNE: PALAZZOLO (BS) -SP99

COMMITTENTE: LUNIKGAS SPA

DATA: 19-lug-21



Profondità	N_{DP}	Costante N_{SPT}/N_{DP}	N_{SPT}	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}	γ KN/m^3		σ_v kPa	σ_v Kg/cm^2	C_N (Liao &Whitman, 1986)	$N_{1(60)}$
0,3	2	1,16	2	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,04	4,511	4,511	0,05	4,7	2
0,6	2	1,16	2	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,04	4,511	9,022	0,09	3,3	2
0,9	3	1,16	3	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,64	4,6928	13,71	0,14	2,7	2
1,2	5	1,16	6	0,9	1,0	0,8	1,0	4	16,56	4,9682	18,68	0,19	2,3	4
1,5	3	1,16	3	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,64	4,6928	23,38	0,24	2,0	2
1,8	5	1,16	6	0,9	1,0	0,8	1,0	4	16,56	4,9682	28,34	0,29	1,9	4
2,1	14	1,16	16	0,9	1,0	0,8	1,0	11	18,71	5,6124	33,96	0,35	1,7	11
2,4	9	1,16	10	0,9	1,0	0,8	1,0	7	17,79	5,3378	39,29	0,40	1,6	7
2,7	32	1,16	37	0,9	1,0	0,8	1,0	25	20,64	6,1924	45,49	0,46	1,5	37
3,0	34	1,16	39	0,9	1,0	0,8	1,0	27	20,76	6,2282	51,71	0,53	1,4	37
3,3	100	1,16	116	0,9	1,0	0,8	1,0	78	23,00	6,9004	58,62	0,60	1,3	101
3,6														
3,9														
4,2														
4,5														
4,8														
5,1														
5,4														
5,7														
6,0														
6,3														
6,6														
6,9														
7,2														
7,5														
7,8														
8,1														
8,4														
8,7														
9,0														
9,3														
9,6														
9,9														
10,2														
10,5														
10,8														
11,1														
11,4														
11,7														
12,0														
12,3														
12,6														
12,9														
13,2														
13,5														
13,8														
14,1														
14,4														
14,7														
15,0														
15,3														
15,6														
15,9														

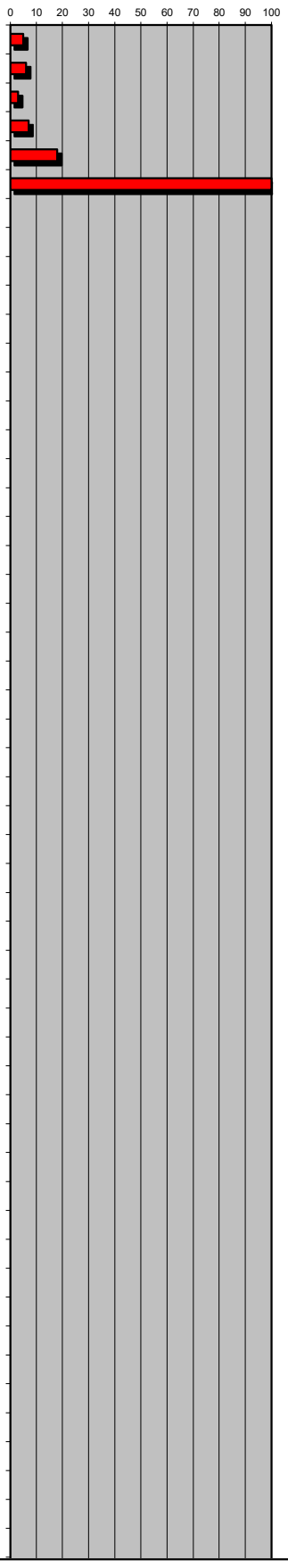
dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 2

COMUNE: PALAZZOLO (BS) -SP99

COMMITTENTE: LUNIKGAS SPA

DATA: 19-lug-21



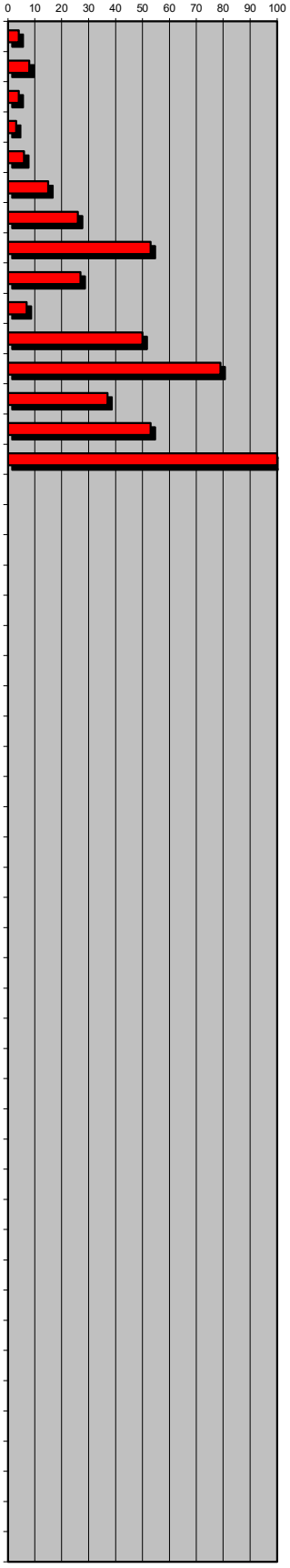
Profondità	N_{DP}	Costante N_{SPT}/N_{DP}	N_{SPT}	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}	γ KN/m^3	σ_v kPa	σ_v Kg/cm^2	C_N (Liao &Whitman, 1986)	$N_{1(60)}$
0,3	5	1,16	6	0,9	1	0,75	1	4	16,56	4,968	0,05	4,4	4
0,6	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	10,05	0,10	3,1	5
0,9	3	1,16	3	0,9	1	0,75	1	2	15,64	14,74	0,15	2,6	2
1,2	7	1,16	8	0,9	1	0,75	1	5	17,25	19,92	0,20	2,2	5
1,5	18	1,16	21	0,9	1	0,75	1	14	19,16	25,66	0,26	2,0	14
1,8	100	1,16	116	0,9	1	0,8	1,0	78	23,00	32,56	0,33	1,7	78
2,1													
2,4													
2,7													
3,0													
3,3													
3,6													
3,9													
4,2													
4,5													
4,8													
5,1													
5,4													
5,7													
6,0													
6,3													
6,6													
6,9													
7,2													
7,5													
7,8													
8,1													
8,4													
8,7													
9,0													
9,3													
9,6													
9,9													
10,2													
10,5													
10,8													
11,1													
11,4													
11,7													
12,0													
12,3													
12,6													
12,9													
13,2													
13,5													
13,8													
14,1													
14,4													
14,7													
15,0													
15,3													
15,6													
15,9													

dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 3

COMUNE: PALAZZOLO (BS) -SP99 **COMMITTENTE:** LUNIKGAS SPA

DATA: 19-lug-21



Profondità	N_{DP}	Costante N_{SPT}/N_{DP}	N_{SPT}	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}	γ KN/m^3	σ_v kPa	σ_v Kg/cm^2	C_N (Liao &Whitman, 1986)	$N_{1(60)}$
0,3	4	1,16	5	0,9	1	0,75	1	3	16,14	4,841	0,05	4,5	3
0,6	8	1,16	9	0,9	1	0,75	1	6	17,54	10,1	0,10	3,1	6
0,9	4	1,16	5	0,9	1	0,75	1	3	16,14	14,94	0,15	2,6	3
1,2	3	1,16	3	0,9	1	0,75	1	2	15,64	19,64	0,20	2,2	2
1,5	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	24,72	0,25	2,0	5
1,8	15	1,16	17	0,9	1	0,75	1	12	18,84	30,37	0,31	1,8	12
2,1	26	1,16	30	0,9	1	0,75	1	20	20,24	36,44	0,37	1,6	20
2,4	53	1,16	61	0,9	1	0,75	1	41	21,65	42,94	0,44	1,5	41
2,7	27	1,16	31	0,9	1	0,75	1	21	20,31	49,03	0,50	1,4	30
3,0	7	1,16	8	0,9	1	0,75	1	5	17,25	54,2	0,55	1,3	7
3,3	50	1,16	58	0,9	1	0,75	1	39	21,54	60,66	0,62	1,3	50
3,6	79	1,16	92	0,9	1,0	0,8	1,0	62	22,49	67,41	0,69	1,2	75
3,9	37	1,16	43	0,9	1,0	0,8	1,0	29	20,93	73,69	0,75	1,2	33
4,2	53	1,16	61	0,9	1,0	0,8	1,0	41	21,65	80,19	0,82	1,1	46
4,5	100	1,16	116	0,9	1,0	0,9	1,0	89	23,28	87,17	0,89	1,1	94
4,8													
5,1													
5,4													
5,7													
6,0													
6,3													
6,6													
6,9													
7,2													
7,5													
7,8													
8,1													
8,4													
8,7													
9,0													
9,3													
9,6													
9,9													
10,2													
10,5													
10,8													
11,1													
11,4													
11,7													
12,0													
12,3													
12,6													
12,9													
13,2													
13,5													
13,8													
14,1													
14,4													
14,7													
15,0													

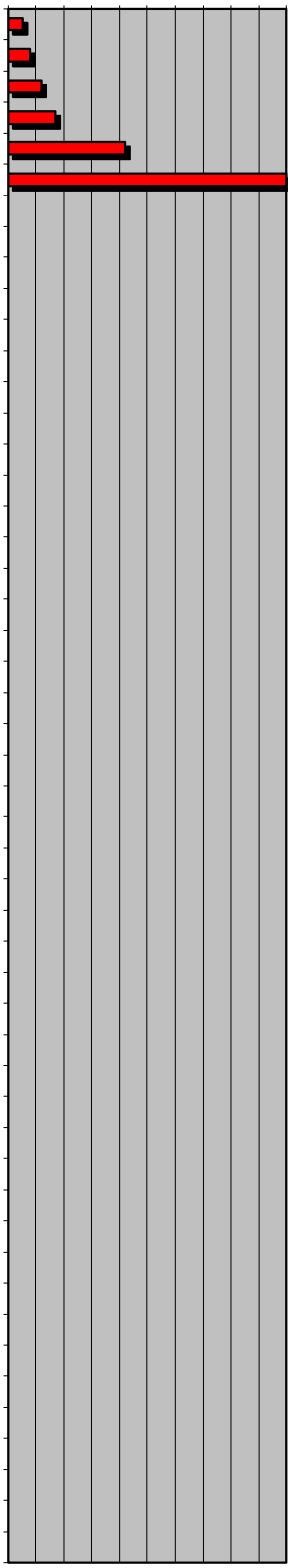
dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 4

COMUNE: PALAZZOLO (BS) -SP99

COMMITTENTE: LUNIKGAS SPA

DATA: 19-lug-21



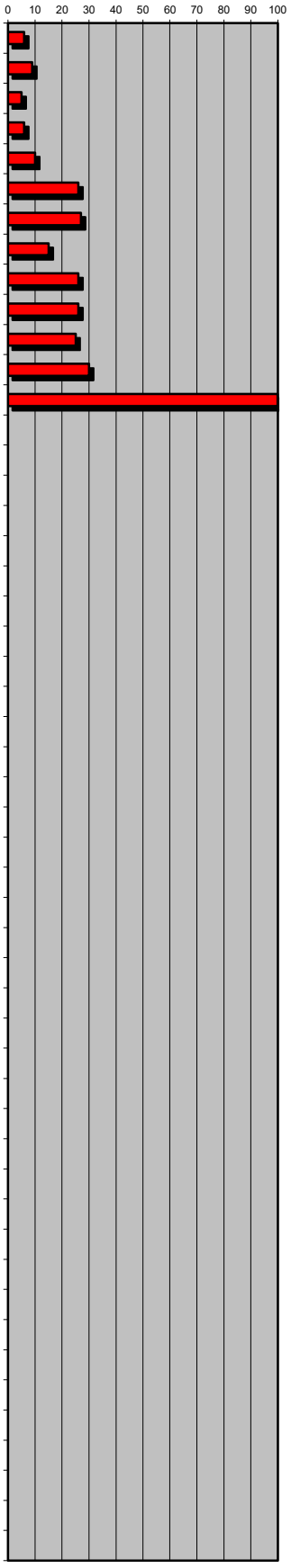
Profondità	N_{DP}	Costante N_{SPT}/N_{DP}	N_{SPT}	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}	γ KN/m³		σ_v kPa	σ_v Kg/cm²	C_N (Liao &Whitman, 1986)	$N_{1(60)}$
0,3	5	1,16	6	0,9	1	0,75	1	4	16,56	4,96817	4,968	0,05	4,4	4
0,6	8	1,16	9	0,9	1	0,75	1	6	17,54	5,26144	10,23	0,10	3,1	6
0,9	12	1,16	14	0,9	1	0,75	1	9	18,40	5,52051	15,75	0,16	2,5	9
1,2	17	1,16	20	0,9	1	0,75	1	13	19,06	5,71939	21,47	0,22	2,1	13
1,5	42	1,16	49	0,9	1	0,75	1	33	21,18	6,35449	27,82	0,28	1,9	33
1,8	100	1,16	116	0,9	1,0	0,8	1,0	78	23,00	6,90037	34,72	0,35	1,7	78
2,1														
2,4														
2,7														
3,0														
3,6														
3,9														
4,2														
4,5														
4,8														
5,1														
5,4														
5,7														
6,0														
6,3														
6,6														
6,9														
7,2														
7,5														
7,8														
8,1														
8,4														
8,7														
9,0														
9,3														
9,6														
9,9														
10,2														
10,5														
10,8														
11,1														
11,4														
11,7														
12,0														
12,3														
12,6														
12,9														
13,2														
13,5														
13,8														
14,1														
14,4														
14,7														
15,0														
15,3														
15,6														

dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 5

COMUNE: PALAZZOLO (BS) -SP99 **COMMITTENTE:** LUNIKGAS SPA

DATA: 19-lug-21



Profondità	N_{DP}	Costante N_{SPT}/N_{DP}	N_{SPT}	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}	γ KN/m³	σ_v kPa	σ_v Kg/cm²	C_N (Liao &Whitman, 1986)	$N_{1(60)}$
0,3	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	5,078	0,05	4,4	5
0,6	9	1,16	10	0,9	1	0,75	1	7	17,79	10,42	0,11	3,1	7
0,9	5	1,16	6	0,9	1	0,75	1	4	16,56	15,38	0,16	2,5	4
1,2	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	20,46	0,21	2,2	5
1,5	10	1,16	12	0,9	1	0,75	1	8	18,02	25,87	0,26	1,9	8
1,8	26	1,16	30	0,9	1	0,75	1	20	20,24	31,94	0,33	1,8	20
2,1	27	1,16	31	0,9	1,0	0,8	1,0	21	20,31	38,03	0,39	1,6	21
2,4	15	1,16	17	0,9	1,0	0,8	1,0	12	18,84	43,68	0,45	1,5	18
2,7	26	1,16	30	0,9	1,0	0,8	1,0	20	20,24	49,76	0,51	1,4	29
3,0	26	1,16	30	0,9	1,0	0,8	1,0	20	20,24	55,83	0,57	1,3	27
3,3	25	1,16	29	0,9	1,0	0,8	1,0	20	19,78	61,76	0,63	1,3	25
3,6	30	1,16	35	0,9	1,0	0,8	1,0	23	20,52	67,92	0,69	1,2	28
3,9	100	1,16	116	0,9	1,0	0,8	1,0	78	23,00	74,82	0,76	1,1	90
4,2													
4,5													
4,8													
5,1													
5,4													
5,7													
6,0													
6,3													
6,6													
6,9													
7,2													
7,5													
7,8													
8,1													
8,4													
8,7													
9,0													
9,3													
9,6													
9,9													
10,2													
10,5													
10,8													
11,1													
11,4													
11,7													
12,0													
12,3													
12,6													
12,9													
13,2													
13,5													
13,8													
14,1													
14,4													
14,7													
15,0													
15,3													
15,6													

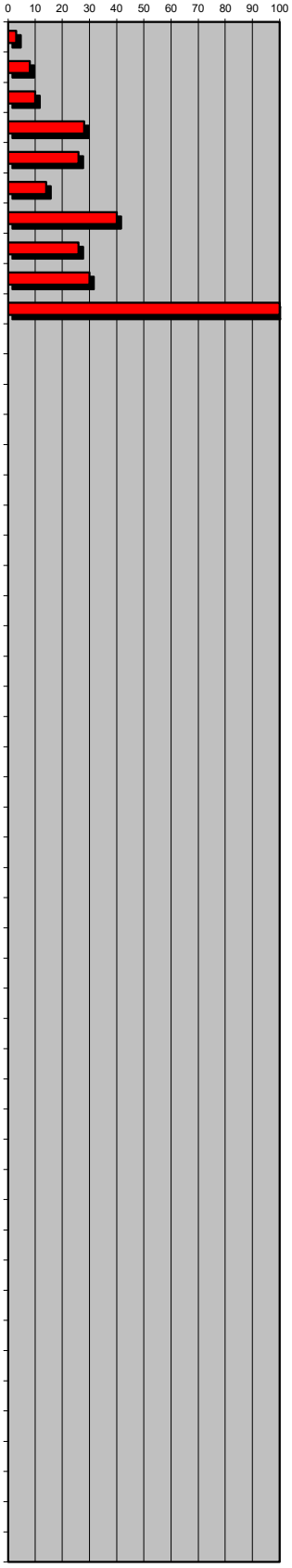
dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 6

COMUNE: PALAZZOLO (BS) -SP99

COMMITTENTE: LUNIKGAS SPA

DATA: 19-lug-21



Profondità	N_{DP}	Costante N_{SPT}/N_{DP}	N_{SPT}	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}	γ KN/m^3	σ_v kPa	σ_v Kg/cm^2	C_N (Liao &Whitman, 1986)	$N_{1(60)}$
0,3	3	1,16	3	0,9	1	0,75	1	2	15,64	4,693	0,05	4,6	2
0,6	8	1,16	9	0,9	1	0,75	1	6	17,54	9,954	0,10	3,1	6
0,9	10	1,16	12	0,9	1	0,75	1	8	18,02	15,36	0,16	2,5	8
1,2	28	1,16	32	0,9	1	0,75	1	22	20,38	21,47	0,22	2,1	22
1,5	26	1,16	30	0,9	1	0,75	1	20	20,24	27,55	0,28	1,9	20
1,8	14	1,16	16	0,9	1,0	0,8	1,0	11	18,71	33,16	0,34	1,7	11
2,1	40	1,16	46	0,9	1,0	0,8	1,0	31	21,08	39,48	0,40	1,6	31
2,4	26	1,16	30	0,9	1,0	0,8	1,0	20	20,24	45,55	0,46	1,5	30
2,7	30	1,16	35	0,9	1,0	0,8	1,0	23	20,52	51,71	0,53	1,4	32
3,0	100	1,16	116	0,9	1,0	0,8	1,0	78	23,00	58,61	0,60	1,3	101
3,3													
3,6													
3,9													
4,2													
4,5													
4,8													
5,1													
5,4													
5,7													
6,0													
6,3													
6,6													
6,9													
7,2													
7,5													
7,8													
8,1													
8,4													
8,7													
9,0													
9,3													
9,6													
9,9													
10,2													
10,5													
10,8													
11,1													
11,4													
11,7													
12,0													
12,3													
12,6													
12,9													
13,2													
13,5													
13,8													
14,1													
14,4													
14,7													
15,0													
15,3													
15,6													

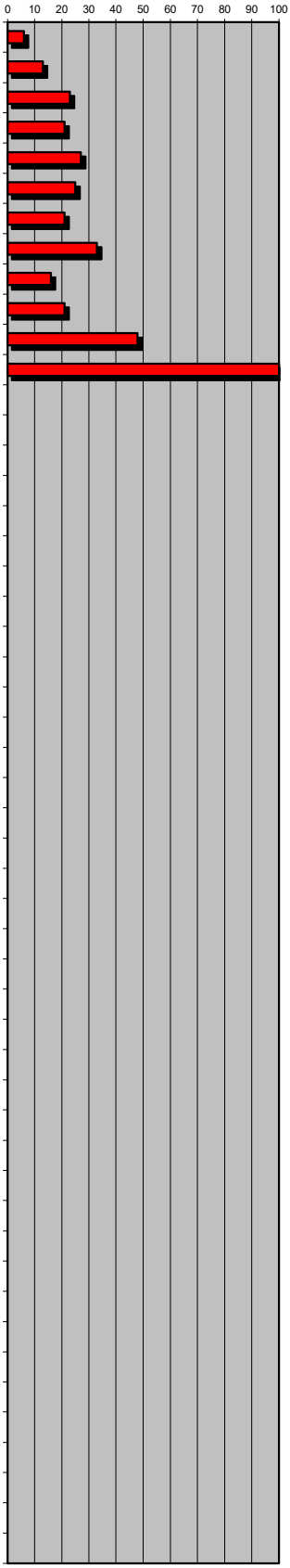
dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 7

COMUNE: PALAZZOLO (BS) -SP99

COMMITTENTE: LUNIKGAS SPA

DATA: 19-lug-21



Profondità	N_{DP}	Costante N_{SPT}/N_{DP}	N_{SPT}	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}	γ KN/m³	σ_v kPa	σ_v Kg/cm²	C_N (Liao &Whitman, 1986)	$N_{1(60)}$
0,3	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	5,078	0,05	4,4	5
0,6	13	1,16	15	0,9	1	0,75	1	10	18,56	10,65	0,11	3,0	10
0,9	23	1,16	27	0,9	1	0,75	1	18	19,60	16,53	0,17	2,4	18
1,2	21	1,16	24	0,9	1	0,75	1	16	19,43	22,36	0,23	2,1	16
1,5	27	1,16	31	0,9	1	0,75	1	21	20,31	28,45	0,29	1,9	21
1,8	25	1,16	29	0,9	1	0,8	1,0	20	19,78	34,39	0,35	1,7	20
2,1	21	1,16	24	0,9	1	0,8	1,0	16	19,43	40,21	0,41	1,6	16
2,4	33	1,16	38	0,9	1	0,8	1,0	26	20,70	46,43	0,47	1,5	38
2,7	16	1,16	19	0,9	1	0,8	1,0	13	18,96	52,11	0,53	1,4	17
3,0	21	1,16	24	0,9	1	0,8	1,0	16	19,43	57,94	0,59	1,3	21
3,3	48	1,16	56	0,9	1	0,8	1,0	38	21,45	64,38	0,66	1,2	46
3,6	100	1,16	116	0,9	1	0,8	1,0	78	23,00	71,28	0,73	1,2	92
3,9													
4,2													
4,5													
4,8													
5,1													
5,4													
5,7													
6,0													
6,3													
6,6													
6,9													
7,2													
7,5													
7,8													
8,1													
8,4													
8,7													
9,0													
9,3													
9,6													
9,9													
10,2													
10,5													
10,8													
11,1													
11,4													
11,7													
12,0													
12,3													
12,6													
12,9													
13,2													
13,5													
13,8													
14,1													
14,4													
14,7													
15,0													
15,3													
15,6													

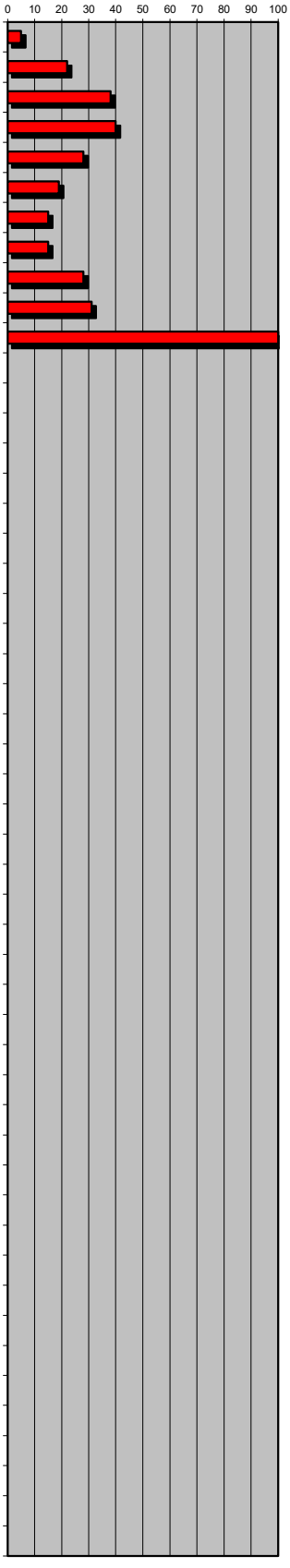
dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia
Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 8

COMUNE: PALAZZOLO (BS) -SP99

COMMITTENTE: LUNIKGAS SPA

DATA: 19-lug-21



Profondità	N_{DP}	Costante N_{SPT}/N_{DP}	N_{SPT}	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}	γ KN/m^3	σ_v kPa	σ_v Kg/cm^2	C_N (Liao &Whitman, 1986)	$N_{1(60)}$
0,3	5	1,16	6	0,9	1	0,75	1	4	16,56	4,968	0,05	4,4	4
0,6	22	1,16	26	0,9	1	0,75	1	17	19,52	10,82	0,11	3,0	17
0,9	38	1,16	44	0,9	1	0,75	1	30	20,98	17,12	0,17	2,4	30
1,2	40	1,16	46	0,9	1	0,75	1	31	21,08	23,44	0,24	2,0	31
1,5	28	1,16	32	0,9	1	0,75	1	22	20,38	29,56	0,30	1,8	22
1,8	19	1,16	22	0,9	1,0	0,8	1,0	15	19,26	35,33	0,36	1,7	15
2,1	15	1,16	17	0,9	1,0	0,8	1,0	12	18,84	40,99	0,42	1,5	12
2,4	15	1,16	17	0,9	1,0	0,8	1,0	12	18,84	46,64	0,48	1,5	17
2,7	28	1,16	32	0,9	1,0	0,8	1,0	22	20,38	52,75	0,54	1,4	30
3,0	31	1,16	36	0,9	1,0	0,8	1,0	24	20,58	58,93	0,60	1,3	31
3,3	100	1,16	116	0,9	1,0	0,8	1,0	78	23,00	65,83	0,67	1,2	96
3,6													
3,9													
4,2													
4,5													
4,8													
5,1													
5,4													
5,7													
6,0													
6,3													
6,6													
6,9													
7,2													
7,5													
7,8													
8,1													
8,4													
8,7													
9,0													
9,3													
9,6													
9,9													
10,2													
10,5													
10,8													
11,1													
11,4													
11,7													
12,0													
12,3													
12,6													
12,9													
13,2													
13,5													
13,8													
14,1													
14,4													
14,7													
15,0													
15,3													
15,6													

ALLEGATO 7

Figura 10: Profilo VS

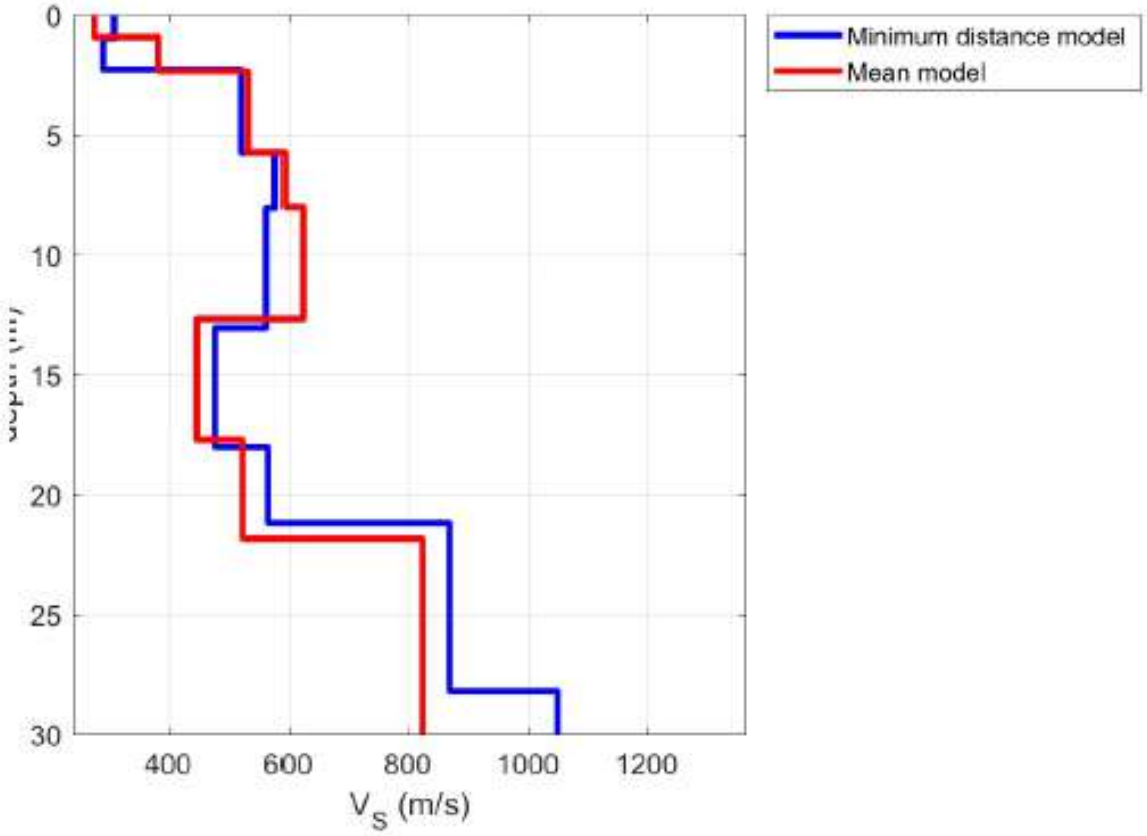


Figura 11: Dati modello medio e modello migliore.

Dati Mean Model			Dati Best Model		
Vs	Spessore	Profondità	Vs	Spessore	Profondità
275	0.9	0.9	308	1.0	1
383	1.4	2.3	290	1.3	2.3
534	3.4	5.7	522	3.5	5.8
594	2.3	8.0	579	2.3	8.1
623	4.7	12.7	564	5.0	13.1
447	5.0	17.7	478	5.0	18.1
525	4.1	21.8	567	3.2	21.3
824	8.3	30.1	869	7.0	28.3
1113	175.2	205.3	1051	183.6	211.9
2046			2103		

Mean model:

Vsv (m/s): 275, 383, 534, 594, 623, 447, 525, 824, 1113, 2046

Thickness (m): 0.9, 1.4, 3.4, 2.3, 4.7, 5.0, 4.1, 8.3, 175.2

Vs30 and VsE (m/s): 560, 499

Best model:

Vsv (m/s): 308, 290, 522, 579, 564, 478, 567, 869, 1051, 2103

thickness (m): 1.0, 1.3, 3.5, 2.3, 5.0, 5.0, 3.2, 7.0, 183.6

Vs30 and VsE (m/s): 567, 491

Sulla base del valore di Vsequ, si attribuisce, come indicato dalle NTC/2018, la categoria di sottosuolo B: 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 Vs,eq compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Si consiglia di utilizzare i dati del **Best Model** come imput di partenza per l'applicazione del secondo livello di approfondimento.

ALLEGATO 8

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: lug-21
CANTIERE: PALAZZOLO -SP99
INTERVENTO: STAZIONE DI SERVIZIO
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI

COMBINAZIONE 1

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 3	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m3	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m3	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
Profondità di immorsamento	Df	m	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Larghezza fondazione	B	m	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
Lunghezza della fondazione	L	m	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Inclinazione del pendio (+ se diretta verso il basso)	β	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Inclinazione piano di fondazione sull'orizzontale	η	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi°$	gradi	32,00	32,00	32,00	32,00	32,00
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	0,60	0,43	0,38	0,33	0,30
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse x	e_x	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse y	e_y	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dimensione efficace fondazione	B'	m	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
Dimensione efficace fondazione	L'	m	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Area efficace della fondazione	A_f	m^2	1,25	2,45	3,20	4,05	5,00
Fattori capacità portante	Nc	adim.	35,49	35,49	35,49	35,49	35,49
	Nq	adim.	23,18	23,18	23,18	23,18	23,18
	Nγ	adim.	20,79	20,79	20,79	20,79	20,79
Fattore di forma	s'c (φ=0)	adim.	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
	sc	adim.	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13
	sγ	adim.	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
	sq	adim.	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12
Fattore di profondità	d'c (φ=0)	adim.	0,24	0,17	0,15	0,13	0,12
	dc	adim.	1,24	1,17	1,15	1,13	1,12
	dγ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	dq	adim.	1,17	1,12	1,10	1,09	1,08
Fattore di inclinazione del carico	i'c (φ=0)	adim.					
	ic	adim.					
	iγ	adim.					
	iq	adim.					
Fattore di inclinazione sul pendio	g'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	gc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	gγ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	gq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	b'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	bc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	bq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	bγ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di sicurezza	Fs	adim.	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	**kPa**		*277,98*	*308,82*	*325,63*	*342,95*	*360,64*
	t/m^2		*28,35*	*31,49*	*33,20*	*34,97*	*36,77*
	Kg/cm^2		*2,83*	*3,15*	*3,32*	*3,50*	*3,68*
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	**kPa**		*92,66*	*102,94*	*108,54*	*114,32*	*120,21*
	t/m^2		*9,45*	*10,50*	*11,07*	*11,66*	*12,26*
	Kg/cm^2		*0,94*	*1,05*	*1,11*	*1,17*	*1,23*

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: lug-21
CANTIERE: PALAZZOLO -SP99
INTERVENTO: STAZIONE DI SERVIZIO
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI

COMBINAZIONE 2

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 2	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m3	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m3	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
Profondità di immorsamento	Df	m	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Larghezza fondazione	B	m	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
Lunghezza della fondazione	L	m	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Inclinazione del pendio (+ se diretta verso il basso)	β	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Inclinazione piano di fondazione sull'orizzontale	η	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi°$	gradi	26,56	26,56	26,56	26,56	26,56
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	0,60	0,43	0,38	0,33	0,30
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse x	e_x	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse y	e_y	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dimensione efficace fondazione	B'	m	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
Dimensione efficace fondazione	L'	m	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Area efficace della fondazione	A_f	m^2	1,25	2,45	3,20	4,05	5,00
Fattori capacità portante	Nc	adim.	23,18	23,18	23,18	23,18	23,18
	Nq	adim.	12,59	12,59	12,59	12,59	12,59
	Nγ	adim.	8,69	8,69	8,69	8,69	8,69
Fattore di forma	s'c (φ=0)	adim.	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
	sc	adim.	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11
	sγ	adim.	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
	sq	adim.	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
Fattore di profondità	d'c (φ=0)	adim.	0,24	0,17	0,15	0,13	0,12
	dc	adim.	1,24	1,17	1,15	1,13	1,12
	dγ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	dq	adim.	1,18	1,13	1,11	1,10	1,09
Fattore di inclinazione del carico	i'c (φ=0)	adim.					
	ic	adim.					
	iγ	adim.					
	iq	adim.					
Fattore di inclinazione sul pendio	g'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	gc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	gγ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	gq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	b'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	bc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	bq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	bγ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di sicurezza	Fs	adim.	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	**kPa**		*138,27*	*149,91*	*156,54*	*163,48*	*170,62*
	t/m^2		*14,10*	*15,29*	*15,96*	*16,67*	*17,40*
	Kg/cm^2		*1,41*	*1,53*	*1,60*	*1,67*	*1,74*
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	**kPa**		*46,09*	*49,97*	*52,18*	*54,49*	*56,87*
	t/m^2		*4,70*	*5,10*	*5,32*	*5,56*	*5,80*
	Kg/cm^2		*0,47*	*0,51*	*0,53*	*0,56*	*0,58*

ALLEGATO 9

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA:	**luglio-21**
CANTIERE:	**PALAZZOLO -SP99**
INTERVENTO:	**STAZIONE DI SERVIZIO**
TIPO DI FONDAZIONE:	**NASTRIFORMI**

$$\Delta H = q_O B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE

Parametri geotecnici e geometrici			Valori				
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	278,0	308,8	325,6	343,0	360,6
H_1	Spessore dello strato compressibile - 1	m	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Es_1	Modulo elastico strato compressiblie 1	KPa	10300,0	10300,0	10300,0	10300,0	10300,0
H_2	Spessore dello strato compressibile - 2	m	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Es_2	Modulo elastico strato compressiblie 2	KPa	6100	6100	6100	6100	6100
H_3	Spessore dello strato compressibile - 3	m	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
Es_3	Modulo elastico strato compressiblie 3	KPa	13900	13900	13900	13900	13900
H_4	Spessore dello strato compressibile - 4	m	0,2	1,2	1,7	2,2	2,7
Es_4	Modulo elastico strato compressiblie 4	KPa	36000	36000	36000	36000	36000
H_5	Spessore dello strato compressibile - 5	m					
Es	Modulo elastico strato compressiblie 5	KPa					
H_5	Spessore dello strato compressibile - 6	m					
Es	Modulo elastico strato compressiblie 6	KPa					
H_5	Spessore dello strato compressibile - 7	m					
Es	Modulo elastico strato compressiblie 7	KPa					
Es_6	Modulo elastico strato compressiblie in cui è calcolato il cedimento	KPa	12644	19317	21403	23024	24322
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
H	Spessore dello strato compressibile	m	**2,5**	**3,5**	**4,0**	**4,5**	**5,0**
D	Profondità del piano di posa	m	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	0,5	0,7	0,8	0,9	1,0
L	Lunghezza della fondazione	m	2,5	3,5	4,0	4,5	5,0
	Calcolo del cedimento al centro della fondazione						
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	10,000	10,000	10,000	10,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	**2,000**	**1,429**	**1,250**	**1,111**	**1,000**
I_1	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,758	0,758	0,758	0,758	0,758
I_2	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
I_S	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,798	0,798	0,798	0,798	0,798
I_F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,725	0,775	0,800	0,810	0,825
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	11,577	12,598	14,145	15,773	17,770
	Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione						
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	2,000	1,429	1,250	1,111	1,000
I_1	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,552	0,552	0,552	0,552	0,552
I_2	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111
I_S	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,615	0,615	0,615	0,615	0,615
I_F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,725	0,775	0,800	0,810	0,825
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	4,461	4,854	5,450	4,926	6,847

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA: luglio-21
CANTIERE: PALAZZOLO -SP99
INTERVENTO: STAZIONE DI SERVIZIO
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI

$$\Delta H = q_O B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

AZIONI SISMICHE

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE

Parametri geotecnici e geometrici			Valori				
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	273,7	304,1	320,6	337,7	355,1
H_1	Spessore dello strato compressibile - 1	m	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Es_1	Modulo elastico strato compressiblie 1	KPa	10.300	10.300	10.300	10.300	10.300
H_2	Spessore dello strato compressibile - 2	m	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Es_2	Modulo elastico strato compressiblie 2	KPa	6.100	6.100	6.100	6.100	6.100
H_3	Spessore dello strato compressibile - 3	m	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Es_3	Modulo elastico strato compressiblie 3	KPa	13900,00	13900,00	13.900	13.900	13.900
H_4	Spessore dello strato compressibile - 4	m	0,20	1,20	1,70	2,20	2,70
Es_4	Modulo elastico strato compressiblie 4	KPa	36.000	36.000	36.000	36.000	36.000
H_5	Spessore dello strato compressibile - 5	m	0	0	0	0	0
Es	Modulo elastico strato compressiblie 5	KPa	0	0	0	0	0
			0	0	0	0	0
			0	0	0	0	0
			0	0	0	0	0
			0	0	0	0	0
Es_6	Modulo elastico strato compressiblie in cui è calcolato il cedimento	KPa	12644	19317	21403	23024	24322
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
H	Spessore dello strato compressibile	m	2,5	3,5	4,0	4,5	5,0
D	Profondità del piano di posa	m	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	0,5	0,7	0,8	0,9	1,0
L	Lunghezza della fondazione	m	2,5	3,5	4,0	4,5	5,0
	Calcolo del cedimento al centro della fondazione						
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	10,000	10,000	10,000	10,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	**2,000**	**1,429**	**1,250**	**1,111**	**1,000**
I_1	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,758	0,758	0,758	0,758	0,758
I_2	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
I_S	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,798	0,798	0,798	0,798	0,798
I_F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,725	0,775	0,800	0,810	0,825
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	11,399	12,405	13,927	15,531	17,497
	Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione						
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	2,000	1,429	1,250	1,111	1,000
I_1	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,552	0,552	0,552	0,552	0,552
I_2	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111
I_S	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,615	0,615	0,615	0,615	0,615
I_F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,725	0,775	0,800	0,810	0,825
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	4,392	4,780	5,366	5,984	6,742