



Regione Lombardia



Comune di Sale Marasino

Realizzazione complesso bifamiliare

Via Soleville snc – Sale Marasino (BS)

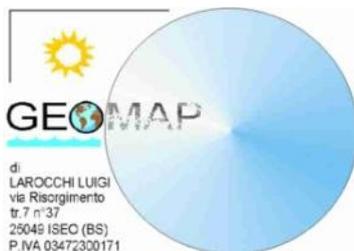
RELAZIONE GEOLOGICA L.R. 12/05 - D.G.R. IX/2616/2011 - D.M. 17/01/2018

(Relazione R3 ai sensi della L.R. 33/2015 e della D.G.R. X/5001/2016)

- RIFERIMENTI PROGETTUALI E NORMATIVI
- COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO CON LE RISULTANZE DELLO STUDIO GEOLOGICO E CON LE NORMATIVE GEOLOGICHE DI FATTIBILITA', DI VINCOLO E PERICOLOSITA' SISMICA
(Relazione R1 ai sensi della L.R. 33/2015 e della D.G.R. X/5001/2016)
- CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO
- ASSETTO IDROGRAFICO
- SISMICITA'
- INDAGINI GEOGNOSTICHE – APPROFONDIMENTO RELATIVO ALLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

COMMITTENTE: Danesi Partnership s.r.l. – Via Malta n°7/c – 25124 Brescia (BS)

Iseo, novembre 2023



Dott.geol. Luigi Larocchi

N°1172 o.g.l.



1. PREMESSA	3
1.1 LOCALIZZAZIONE DEL SITO	4
1.2 RIFERIMENTI NORMATIVI	6
1.3 COMPATIBILITÀ DELL'INTERVENTO CON LE RISULTANZE DELLO STUDIO GEOLOGICO DEL PGT	7
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	11
2.1 GEOLOGIA	11
3. ANALISI SISMICA CONGIUNTA MASW - HVSR	14
3.1 ANALISI HVSR	14
3.1.1 ATTREZZATURA IMPIEGATA	15
3.1.2 RISULTATI	16
3.2 ANALISI HOLISURFACE	18
3.2.1 ATTREZZATURA IMPIEGATA	20
3.2.2 ANALISI CONGIUNTA HOLISURFACE + HVSR E MODELLO SISMICO	20
3.3 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	23
3.4 APPROFONDIMENTO DI 2° LIVELLO	24
3.4.1 ANALISI DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LITOLOGICA	25
3.5 CATEGORIA TOPOGRAFICA	26
3.6 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	27
3.7 PARAMETRI SISMICI DI SITO	28
4. INDAGINE GEOGNOSTICA	29
5. ELABORAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI	31
5.1 UNITÀ LITOTECNICHE	31
5.1.1 DESCRIZIONE PARAMETRI CARATTERISTICI NELLE UNITÀ LITOTECNICHE	32
6. MISURA DELLA PERMEABILITÀ	33
6.1 CENNI TEORICI	33
6.2 PROVA IN FORO DI SONDAGGIO	33
6.2.1 PROVA A CARICO COSTANTE	34

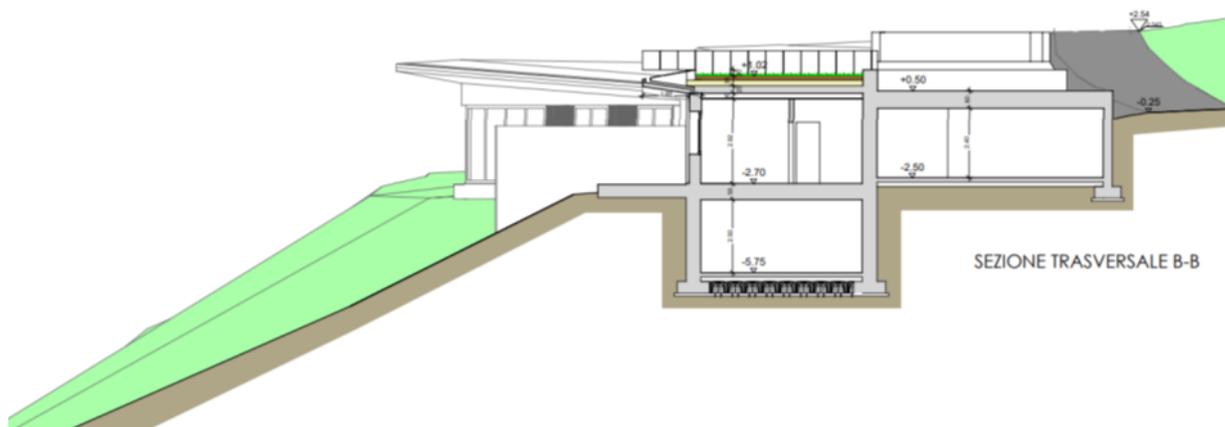
1. PREMESSA

Su incarico della società Danesi Partnership s.r.l. con sede in Via Malta n°7/c nel comune di Brescia (BS) in qualità di committente dei lavori, e dell'Arch. Enrico Mandelli con Studio Tecnico in Via Ghidoni n°73 nel comune di Ospitaletto (BS) in qualità di tecnico progettista, è stata condotta una campagna di indagini geotecniche, di analisi congiunta della dispersione della componente radiale e verticale dell'onda di Rayleigh e di sismica passiva con acquisizione del microtremore ambientale presso i terreni interessati dalle opere in progetto situati in Via Soleville snc nel comune di Sale Marasino (BS).

La presente relazione è finalizzata a definire gli elementi geologici, geotecnici e sismici ai sensi della D.g.R. n.IX/2616 del 30 novembre 2011 e del D.M. 17 gennaio 2018 del sito dove è prevista la realizzazione di un edificio residenziale bifamiliare con un piano interrato ed un piano fuori terra.



Planimetria piano terra progetto



Sezione di progetto

Con la documentazione in oggetto si descrive l'assetto territoriale nelle sue componenti geologiche e gli aspetti **geologico-tecnici** del terreno su cui verranno posate le fondazioni delle strutture in progetto.

1.1 Localizzazione del sito

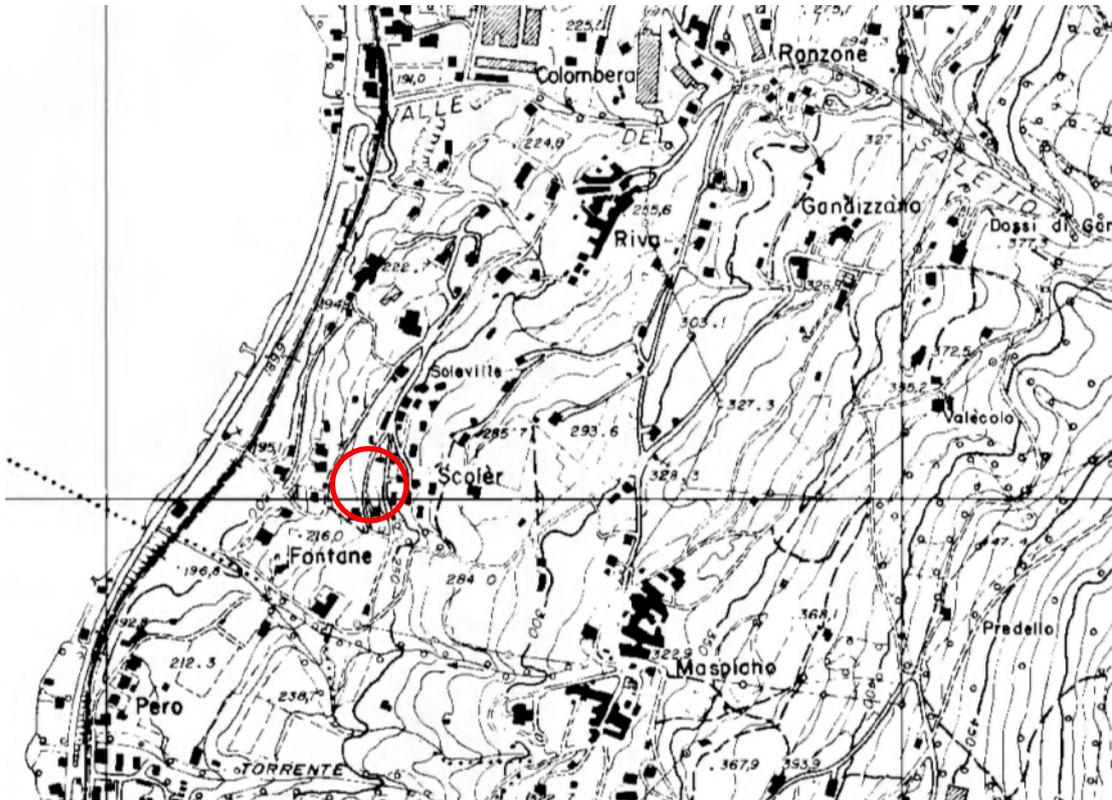
I terreni interessati dalle opere in progetto sono situati nella porzione meridionale del territorio comunale di Sale Marasino, in località Soleville. I terreni sono in forte pendenza verso ovest (pendenza > 30°) e si pongono ad una quota media di 235 metri sul livello del mare (m s.l.m.). La zona circostante è caratterizzata da villette residenziali e dai giardini di pertinenza.

I dati catastali del sito in esame sono i seguenti:

Comune catastale di Sale Marasino - Foglio NCT 9 – mappale 1600



Nell'illustrazione che segue viene mostrata l'ubicazione del sito, interessato dalle indagini, su C.T.R. alla scala 1:10.000 e su immagine satellitare.



C.T.R. scala 1:10.000 con ubicazione area interessata dalle indagini

Il nord coincide con il margine superiore della carta



Immagine satellitare con ubicazione area interessata dalle indagini

Il nord coincide con il margine superiore della fotografia

1.2 Riferimenti normativi

La presente relazione è stata eseguita conformemente alla normativa vigente. Si riportano di seguito le principali norme attuative seguite.

Si è tenuto conto dell'art. 25 della L.R. 12/05 e dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57 della L.R. 11/03/05 n° 12", emanate con D.G.R. n° 9/2616 del 30/11/2011 e con D.G.R. X/2129 del 11/07/14 e D.G.R. n. X/4144 del 08/10/15.

Con delibera dell'Autorità di Bacino n°18 del 26/4/2001 "Adozione del Piano stralcio per l'assetto idrogeologico per il bacino idrografico di rilievo nazionale del Fiume Po" e del successivo D.P.C.M. del 24/5/2001 (pubblicato sulla G.U. della Repubblica Italiana n°183 del 8/8/2001) di approvazione, il PAI è entrato definitivamente in vigore portando effetti immediati in termini di indirizzi urbanistici e limitazioni d'uso del suolo.

A seguito della Deliberazione n. 2 del 03/03/2016 del Comitato Istituzionale del Bacino del Fiume Po è stato approvato il "Piano di Gestione del Rischio delle Alluvioni nel Distretto del PO (PRGA)" in conformità agli artt. 7 e 8 della Direttiva 2007/60/CE dell'Art. 7 del D. Lgs 49/2010 nonché dell'Art. 4 del D. Lgs. 219/2010. Al PGRA sono allegate le Mappe della Pericolosità e del Rischio Alluvioni predisposte in coerenza con quanto previsto dall'Art.6 dello stesso D. Lgs. 49/2010 e che costituiscono specifici elaborati di Piano. Nelle more dell'adozione definitiva ed approvazione della Variante al PAI ed ai fini del necessario recepimento delle aree di Pericolosità derivanti dal PRGA nello strumento urbanistico si deve tenere conto di quanto richiamato nelle premesse della Deliberazione n. 5/2015, parte integrante e sostanziale della stessa, in particolare laddove per le Aree a Rischio Significativo (ARS) individuate nel PGRA si rimanda alle misure di salvaguardia previste dall'Atto di indirizzo e coordinamento del D.L. 11 giugno 1998, n. 180, approvato con D.P.C.M. 29 settembre 1998, che, fino all'adozione definitiva della Variante al PAI di introduzione del Titolo V, si devono ritenere applicabili per le aree di cui all'art. 1, comma 1, lett. b) del decreto legge 12 ottobre 2000, n. 279, convertito con modificazioni nella legge 11 dicembre 2000, n. 365

La Regione Lombardia con D.G.R. X/2129 del 11/07/14 ha approvato un "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", che recepisce definitivamente, ed anche dal punto di vista amministrativo, la classificazione dell'OPCM 3519/2006 e che, sulla base della successiva D.G.R. 8 ottobre 2015 - n. X/4144, è entrato in vigore a partire dal 10 Maggio 2016.

E' stata pertanto assegnata per il Comune di Sale Marasino (BS) la **zona sismica 3**

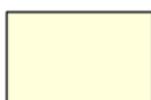
1.3 Compatibilità dell'intervento con le risultanze dello studio geologico del PGT

Lo Studio ha previsto una prima fase di acquisizione di tutti i dati reperibili in letteratura, da precedenti indagini geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geognostiche eseguite in prossimità dell'area in esame. E' stato effettuato il rilevamento geologico e geomorfologico di un intorno significativo.

L'entrata in vigore del D.G.R. datato ottobre 2001 - N° 7/6645, relativo all' "Approvazione delle direttive per la redazione dello studio geologico ai sensi dell'art. 3 della L.R. 41/97", ha reso necessario l'aggiornamento degli studi geologici di supporto agli strumenti urbanistici comunali. Il comune di Sale Marasino ha quindi predisposto, conformemente alle disposizioni contenute nel punto 5.2.2 della D.G.R. 7365 dell'11 dicembre 2001, una **carta della fattibilità geologica** contenente il quadro dei dissesti esistenti sull'intero territorio comunale, con legenda uniformata a quella del PAI.

L'intervento da realizzare ricade, nella carta del rischio, all'interno della **classe 3B** di fattibilità (fattibilità con consistenti limitazioni) a motivo del rischio idrogeologico.

LEGENDA



CLASSE 2: FATTIBILITÀ CON MODESTE LIMITAZIONI

In questa classe ricadono aree dove sono state rilevate puntuali o ridotte condizioni limitative alla modifica delle destinazioni d'uso dei terreni per la presenza di limitata acclività dei versanti, di spessori discontinui delle coltri superficiali moreniche e/o colluviali e per la possibile presenza, a monte delle opere, di fasce di instabilità ad elevata acclività o per la residua possibilità di rischio idrogeologico dovuta a modesti flussi residui.

In questa classe ricadono le aree nelle quali è stato riscontrato un limitato rischio idrogeologico per il possibile passaggio di flussi residui sulle aree di conoide.



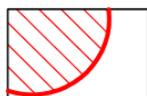
ZONE IN CLASSE 3A: in questa classe ricadono le aree a rischio idrogeologico dove la realizzazione di eventuali opere è vincolata ad una analisi che determini la loro compatibilità con lo stato di manutenzione dell'alveo (materiale vario e vegetazione) e di efficacia ed efficienza delle opere di difesa idraulica presenti lungo l'asta torrentizia (secondo le indicazioni contenute nell'allegato 4 dalla D.G.R. del 28 Maggio 2008 - N. 8/7374) . Al momento della stesura della relazione, verranno rivalutati gli effetti delle portate solido-liquide con tempi di ritorno almeno centennali e verranno rivalutati i punti di arresto di eventuali colate. A tale scopo si propone l'uso dei dati morfometrici del bacino, dei dati di portata e della dinamica dei fenomeni di colata proposti nella relazione allegata al presente studio. Verranno di conseguenza individuati eventuali punti critici lungo l'asta, quali restringimenti, tratti con abbondante presenza di materiale, luci insufficienti, curve, cambi di pendenza, ecc.. Verranno infine proposti gli interventi più idonei per minimizzare i rischi.

Si faccia inoltre riferimento alle indicazioni contenute nella classe 2a.

Ricadono inoltre in questa classe anche le aree interessate dall'oscillazione del Lago; in queste fasce verranno indicate le soluzioni progettuali più idonee a minimizzare i rischi di danneggiamento delle opere in via di realizzazione.



ZONE IN CLASSE 3B: l'elevata acclività, la presenza di coperture moreniche o colluviali e/o la vicinanza di terrazzamenti fluviali anche di notevole altezza, rendono necessaria l'esecuzione di indagini geognostiche e/o di analisi strutturali sull'ammasso roccioso; si dovranno inoltre definire gli spessori delle coperture e l'eventuale presenza di acqua al loro interno e al contatto con il substrato roccioso. L'acquisizione di questi dati servirà ad effettuare analisi di stabilità lungo il pendio o in corrispondenza dei terrazzamenti, e a proporre le migliori soluzioni per la stabilizzazione degli stessi sia durante i lavori che dopo la loro conclusione. L'analisi dovrà inoltre definire la presenza di eventuali aree instabili o potenzialmente instabili a monte delle opere in via di realizzazione. Si dovranno infine indicare le soluzioni più appropriate per la regimazione e lo smaltimento delle acque eventualmente presenti lungo il versante.

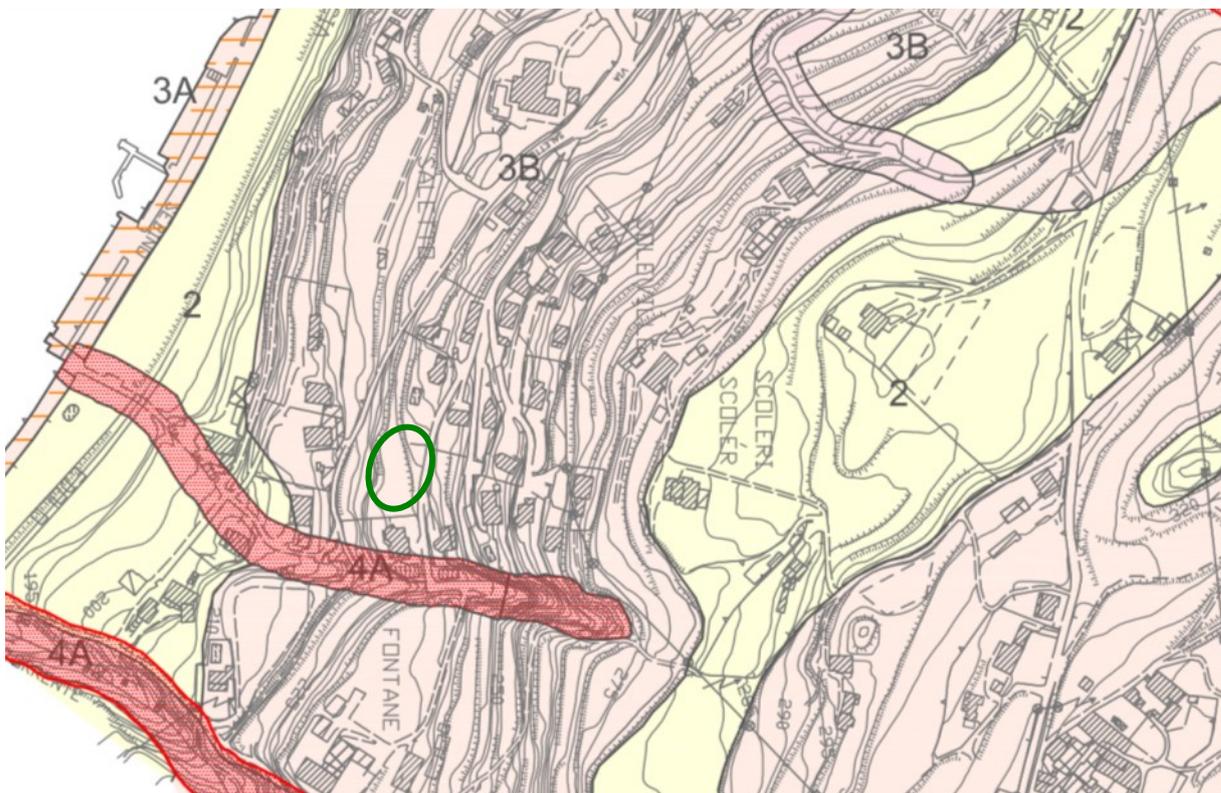


ZONE IN CLASSE 3C: (Aree di salvaguardia di opere di captazione ad uso idropotabile che dovranno essere tutelate secondo le prescrizioni contenute al D.L.vo. 3 aprile 2006, n.152 (art. 94)

In questa classe ricadono le zone di rispetto di sorgenti e pozzi per acque deputate al consumo umano (area circolare delimitata in carta da tratteggio rosso) dove, oltre alle prescrizioni previste per le classi 3, si dovranno seguire le "direttive per la disciplina delle attività all'interno delle zone di rispetto" contenute nel citato decreto e secondo l'allegato 1 della D.G.R. 10.04.2003 n. 7/12693 di cui si allega un estratto (punto 3: disciplina delle zone di rispetto) :

le zone di rispetto sono delimitate in relazione alle risorse idriche da tutelare e comunque devono avere, utilizzando il criterio geometrico, un'estensione di raggio non inferiore a 200 metri rispetto al punto di captazione. Tale estensione può essere ridotta in relazione alla situazione locale di vulnerabilità e rischio della risorsa.

Per le attività vietate e/o consentite all'interno di tali aree si rimanda alla documentazione allegata alla presente carta.



Carta della fattibilità in scala 1:5.000 con ubicazione area interessata dalle indagini
 Il nord coincide con il margine superiore della carta

Nello studio geologico comunale di adeguamento alla L.R. 12/05, nella redazione della carta della PSL alla scala 1:5.000 in applicazione alla D.G.R. 8/7374 del 2009, si nota che il sito in esame è stato inserito in una zona di possibile amplificazione sismica Z4c (zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi). Tale contesto indica il rischio che un evento sismico ed i relativi scuotimenti producano effetti di amplificazione litologica in grado di alterare i risultati di un sisma sulla base di quanto previsto dalla D.G.R. n.IX/2616 del 30.11 2011.

	Z4b Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE
	Z4c Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi	AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE



Carta della PSL alla scala 1:10.000 con ubicazione area interessata dalle indagini

Il nord coincide con il margine superiore della carta

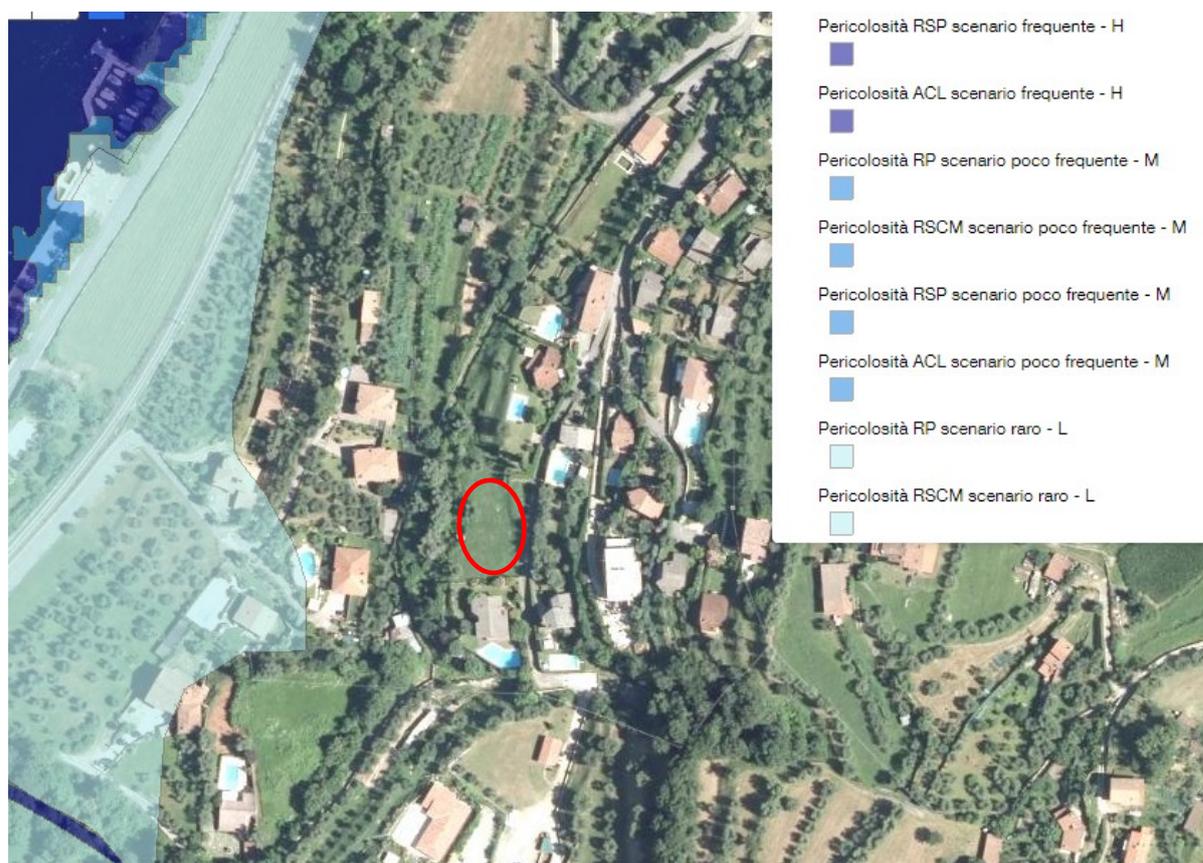
Per questo contesto la normativa prevede il secondo livello di analisi degli effetti sismici di sito. Il secondo livello si applica a tutti gli scenari suscettibili di amplificazioni sismiche (morfologiche e litologiche). La procedura consiste in un approccio di tipo semiquantitativo e fornisce la stima del fattore di amplificazione.

Nello stesso studio non si segnala la presenza, presso l'area d'interesse, di normative di **vincolo** correlate agli elementi idrografici appartenenti al Reticolo Idrico Minore o ad altre problematiche geologiche-idrogeologiche-geomorfologiche.

La Direttiva Europea 2007/60/CE, recepita nel diritto italiano con D.Lgs. 49/2010, ha dato avvio ad una nuova fase per la gestione del rischio di alluvioni, che il Piano di gestione del rischio di alluvioni (PGRA) deve attuare, nel modo più efficace. Il PGRA, introdotto dalla Direttiva per ogni distretto idrografico, dirige l'azione sulle aree a rischio più significativo, organizzate e gerarchizzate rispetto all'insieme di tutte le aree a rischio e definisce gli obiettivi di sicurezza e le priorità di intervento a scala distrettuale, in modo concertato fra tutte le Amministrazioni e gli Enti gestori, con la partecipazione dei portatori di interesse e il coinvolgimento del pubblico in generale.

In particolare è contenuta nel PGRA la cartografia riguardante le aree interessate dal rischio alluvioni, suddivise in base allo scenario di pericolosità e alla frequenza con cui l'evento alluvione possa accadere.

La zona in esame si trova al di fuori delle aree segnalate.



Mappa tratta dal Geoportale della Regione Lombardia – Direttiva alluvioni/60/CE

<https://www.cartografia.servizirl.it/viewer32/index.jsp>

Il D.P.C.M. 29.09.98 “Atto di indirizzo e coordinamento per l’individuazione dei criteri relativi agli Tenuto conto di quanto sopra verificato relativamente alle Norme di PGT ad oggi vigenti, la presente relazione è redatta sulla base di tutti i dati geognostici raccolti e con particolare riguardo alla valutazione del Modello Geologico (D.M. 17/01/18) e Geofisico (D.M. 16/01/96, Ord. 3274/2003, Ord. 3519/2006, D.M. 14/01/08, D.G.R. 9/2616/2011 e D.G.R 10/5001/2016) del sito di progetto ed alla verifica della compatibilità dell’intervento con le normative vigenti ed all’individuazione di eventuali prescrizioni/interventi necessari per la sua realizzazione.

Sono stati quindi presi in considerazione anche gli aspetti geologico applicativi, definendo la natura litologica dei terreni presenti entro l’area d’intervento.

- Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione sono state eseguite indagini geognostiche sui terreni interessati dal carico delle fondazioni mediante esecuzione di tre prove penetrometriche DPH (Prova Dinamica Pesante, a motivo delle difficoltà di accesso al sito). È stata raggiunta una profondità massima dal piano campagna di 4 m nell’area dove è previsto l’intervento, al fine di analizzare le caratteristiche litologiche e geotecniche dei terreni di fondazione, la qualità e quantità del terreno coltivato e/o di eventuali terreni di riporto e la presenza di circolazioni idriche che possano interferire con

le strutture di fondazione. L'indagine si è svolta in ottemperanza alle normative di legge vigenti in materia secondo le prescrizioni e gli oneri contenuti nelle raccomandazioni A.G.I. (1977).

- Per la valutazione delle velocità Vs30 di sito e la definizione del Modello Geofisico di Sito ai fini dell'analisi di 2° livello ai sensi dell'All.5 della D.G.R. 9/2616/2011, sono stati utilizzati i dati derivanti da una indagine di sismica passiva con analisi del microtremore sismico, da un'analisi di sismica attiva multicanale (MASW) delle componenti radiale e verticale dell'onda di Rayleigh.
- Per quanto concerne l'analisi del sistema idrografico si è tenuto conto di quanto riportato nello studio del reticolo idrico dell'intero territorio comunale procedendo, laddove necessario ad un'eventuale analisi di dettaglio secondo i criteri indicati in ultimo dalla D.G.R. n° 10/4229 del 31 ottobre 2015, in ottemperanza alla L.R. 1/2000. Sono state quindi esaminate le caratteristiche idrogeologiche del territorio d'interesse, con la descrizione delle falde circolanti nel sottosuolo dell'area oggetto di intervento. E' stata inoltre eseguita la stima della permeabilità dei terreni e sulla loro capacità disperdente tramite una prova di permeabilità in foro.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio comunale di Sale Marasino si estende sulla sponda sinistra o sponda bresciana del Lago d'Iseo ed ha una estensione di 13 kmq. I limiti altimetrici sono rappresentati da Punta Almanca (1389 m s.l.m.) e la sponda del Lago d'Iseo (190 m s.l.m.).

Dal punto di vista cartografico il territorio comunale appartiene alle Sezioni D5a2 e D5b2 della Carta Tecnica Regionale (C.T.R.) alla scala 1: 10.000 che è stata utilizzata quale base per la carta geologica e di inquadramento.

2.1 Geologia

Dal punto di vista geologico il territorio che circonda il sito della presente indagine è caratterizzato dalla presenza di varie unità rocciose e glaciali.

La sponda est del lago d'Iseo è stata interessata da fenomeni di accumulo morenico laterale. Si vengono a trovare lungo le pendici del Monte Rodondone accumuli di detriti via via più recenti avvicinandosi al fondovalle. I primi depositi che si incontrano, risalendo dalla sponda del lago, sono quelli della glaciazione wurmiana (120.000 – 11.000 anni fa). Tali depositi si rinvencono fino alla quota di 315-320 m.s.l.m. I depositi del periodo rissiano (240.000 – 150.000 anni fa) ricoprono la parte superiore della conca di Sale Marasino, fino quasi alla cresta di S. Maria del

Giogo. Al limite tra i 650 e i 750 m.s.l.m. si trovano i depositi mindeliani (480.000 – 350.000 anni fa), costituiti da ciottoli spigolosi mal classati. Tali depositi, data l'età, risultano molto alterati. Risalendo di quota si vengono a trovare le formazioni rocciose che vanno a costituire la cresta e le cime delle montagne prospicienti il sito d'indagine.

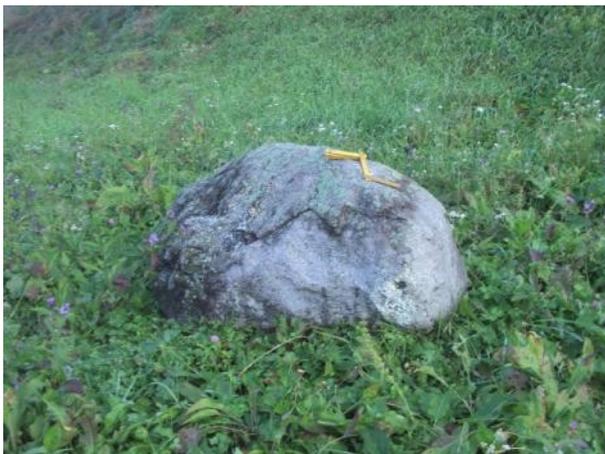
Dal punto di vista dell'assetto morfologico nel territorio in esame si possono distinguere principalmente due zone - la prima coincidente con la Conca di Sale e fortemente improntata dall'attività glaciale e la seconda corrispondente alle zone situate al di là della linea di cresta che delimita la conca stessa che non sono state raggiunte dal ghiaccio.

L'assetto morfologico della prima area è caratterizzato soprattutto dall'attività deposizionale del ghiacciaio sebino-camuno e dall'azione erosiva che le acque incanalate hanno operato su questi depositi, successivamente al ritiro del ghiacciaio.

Dopo il ritiro del ghiacciaio l'azione delle acque superficiali ha creato entro i depositi glaciali delle profonde incisioni in cui scorrono i corsi d'acqua provenienti dal versante. Il materiale eroso e trasportato dai corsi d'acqua è stato depositato alla base del versante creando i conoidi alluvionali presenti.

L'assetto morfologico della seconda area appare invece legato alle caratteristiche litologico-strutturali dell'area stessa: gli impluvi e le forme depresse sono impostati in corrispondenza di lineamenti tettonici ed in ragione dei caratteri composizionali dei litotipi sono presenti numerose forme legate al carsismo.

L'area in esame è caratterizzata da copertura morenica sul substrato roccioso, localmente subaffiorante.



Masso di origine morenica presente in sito e affioramento del substrato roccioso nella vicina valle

Si riporta di seguito la Carta Geomorfologica di dettaglio con la relativa legenda.

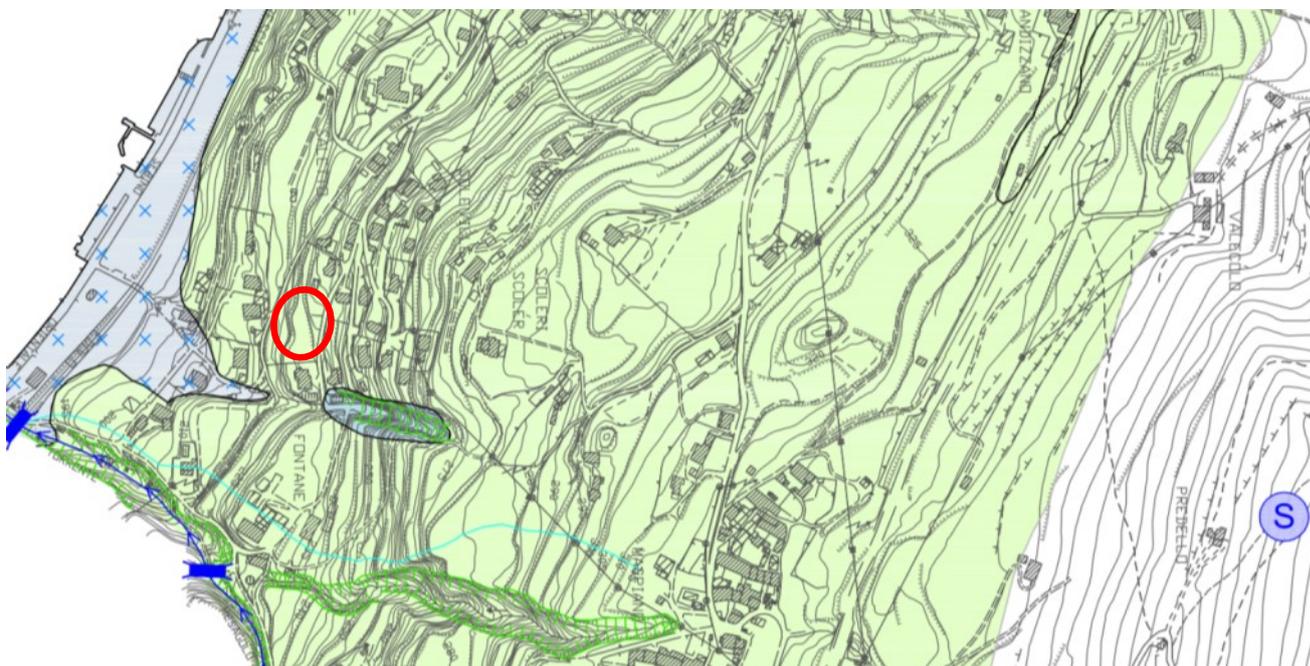
LEGENDA

Coperture quaternarie

	Ghiaie, sabbie e limi di origine glaciale scarsamente organizzati e caratterizzati da notevole eterogeneità litologica e granulometrica.
	Depositi detritici generalmente clasto-sostenuti (conoidi)
	Depositi detritici generalmente clasto-sostenuti (detriti di falda)
	Depositi clastici a matrice limosa prevalente.
	Depositi travertinosi
	Depositi a blocchi prevalenti

FORME ANTROPICHE ED INTERVENTI DI DIFESA DEL TERRITORIO

Tratto di corso d'acqua regimato	
Tratto di corso d'acqua intubato	
Ponte	
Briglia	
Soglia - attraversamento a raso di corso d'acqua	



Carta Geomorfológica su aerofotogrammetrico alla scala 1:10.000

Durante l'esecuzione delle prove geognostiche in data 28/11/2023, fino ad una profondità di 4 m dal p.c. non sono state intercettate falde.

3. ANALISI SISMICA CONGIUNTA MASW - HVSR

Per la valutazione delle velocità V_{s30} di sito e la definizione del Modello Geofisico di Sito ai fini dell'analisi di 2° livello ai sensi dell'All.5 della D.G.R 9/2616/2011, sono stati utilizzati i dati derivanti da una indagine di sismica attiva con analisi congiunta della dispersione della componente radiale e verticale dell'onda di Rayleigh e passiva con analisi del microtremore sismico.

3.1 Analisi HVSR

La tecnica HVSR (o di Nakamura) è una tecnica sperimentale che consente di valutare alcune caratteristiche di depositi sedimentari. Si basa sulla misura del rumore sismico ambientale, generato da fenomeni naturali (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica, oltre che dall'attività dinamica terrestre. Il rumore sismico si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole. I metodi che si basano sull'acquisizione dei microtremori si dicono passivi in quanto il rumore non è generato appositamente, utilizzando ad esempio esplosioni o la caduta di un grave, come per acquisizioni di onde rifratte o riflesse tipiche della sismica attiva.

La tecnica dei rapporti spettrali H/V consiste nel calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H (generalmente lo spettro H viene calcolato come media degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali NS ed EW) e della componente verticale V. Il metodo è applicabile alle misure di rumore registrate in una singola stazione posta su sedimenti. La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è principalmente finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso. L'utilizzo di algoritmi di calcolo finalizzati ad una modellizzazione sintetica delle spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo. Per tale procedura necessitano dei vincoli. In questo caso i vincoli al modello vengono forniti dalle indagini geotecniche effettuate in sito. La tecnica dei rapporti spettrali (HVSR) trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici.

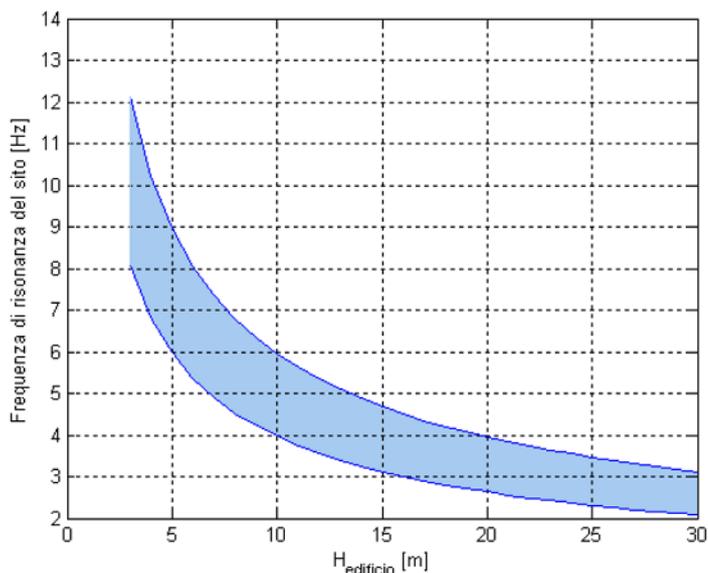
Il periodo proprio di sito è indicato dalla seguente e nota formula: $T_0 = 4H/V_s$

dove: $V_s = V_s$ media sino al bedrock

H = spessore dei sedimenti sovrastanti il bedrock (cosa sia da considerare bedrock è argomento complesso ma possiamo sintetizzare la cosa dicendo che è un orizzonte con forte contrasto di V_s , che da origine ad un picco dell'H/V)

Naturalmente, la frequenza di risonanza del sito sarà: $f_0 = 1/T_0$ e quindi $f_0 = Vs/4H$

Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito f_0 , denominata **frequenza fondamentale di risonanza**. Sarà infatti necessario porre attenzione a fenomeni di “doppia risonanza”, che si potrebbero verificare in caso di corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati. La frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall’altezza e può essere calcolata in prima approssimazione con il seguente grafico.



Relazione tra altezza di un edificio in c.a. e frequenza di risonanza del sito investigato: la zona in blu indica l’area più vulnerabile dal punto di vista dei fenomeni di doppia risonanza

3.1.1 Attrezzatura impiegata

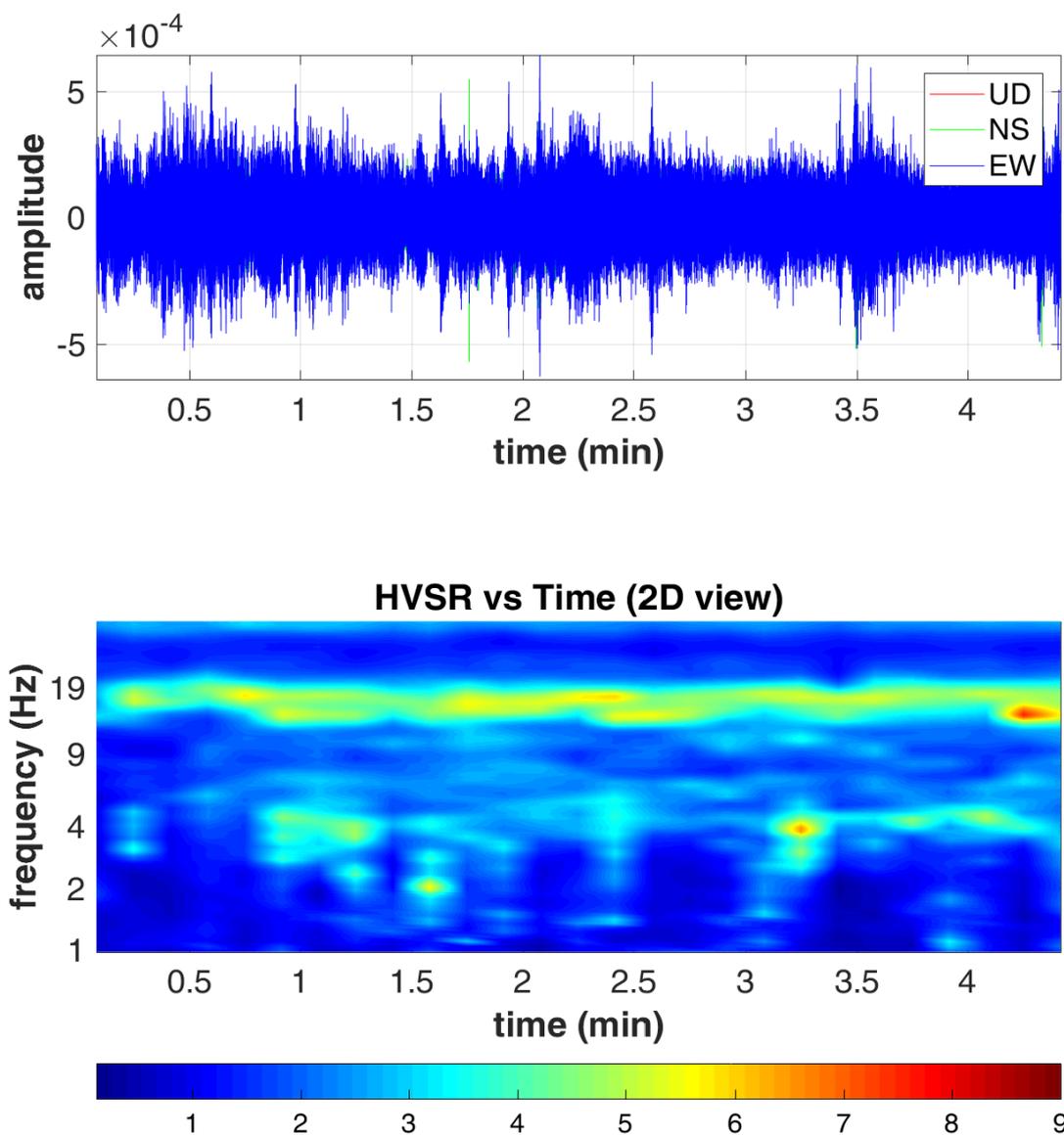
Le acquisizioni sono state svolte utilizzando il geofono triassiale Holi3C, cioè una terna calibrata con geofoni da 4,5 Hz (frequenza propria) ed avvalendosi poi per le analisi del software HoliSurface (Eliosoft).



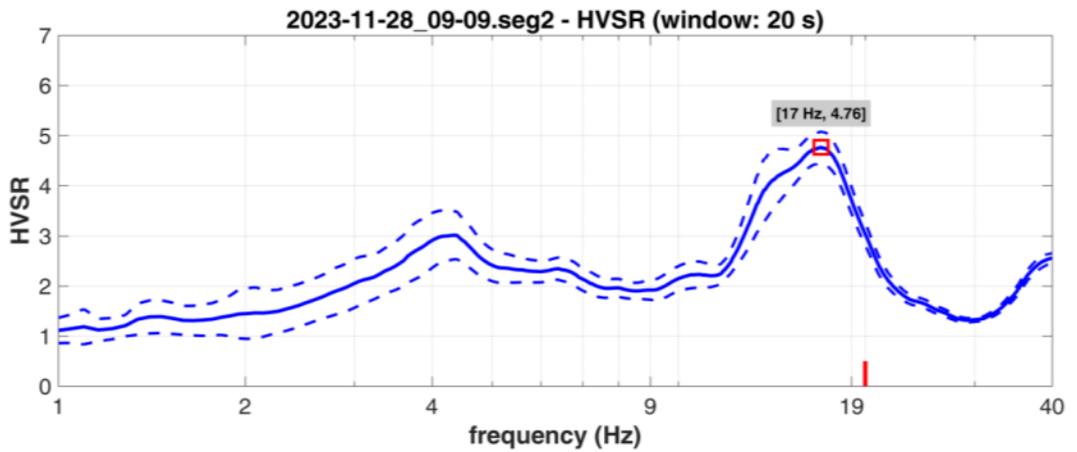
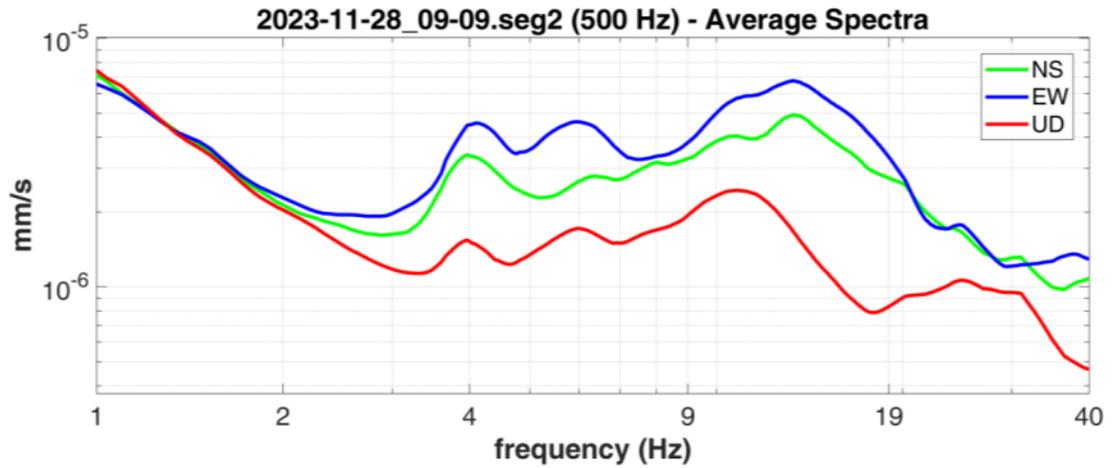
Sismografo Triassiale sul terreno

3.1.2 Risultati

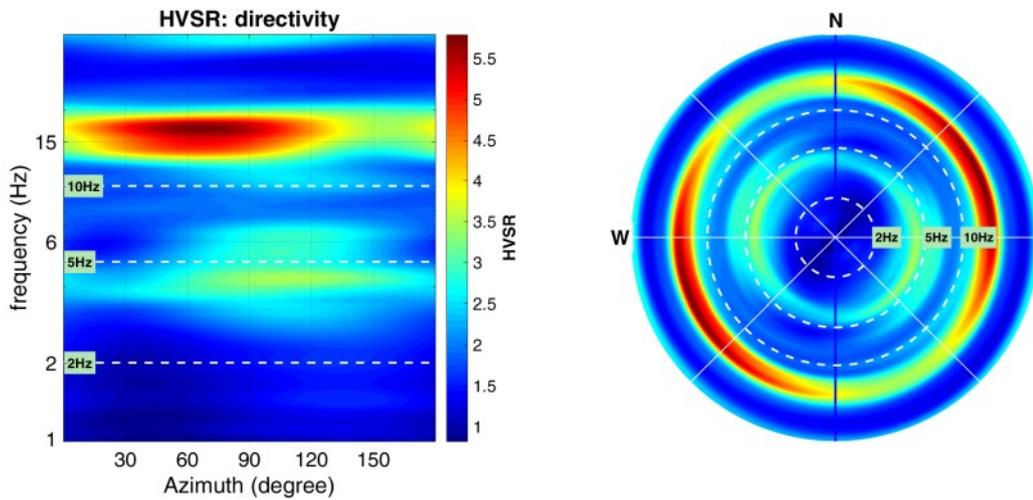
Sono state eseguite n. 1 registrazioni sismiche di microtremore (rumore di fondo) dove sono state effettuate le registrazioni di sismica attiva. La durata temporale della registrazione è stata assunta di 10 minuti (600 s). Le analisi sono state effettuate seguendo le linee guida del progetto SESAME.



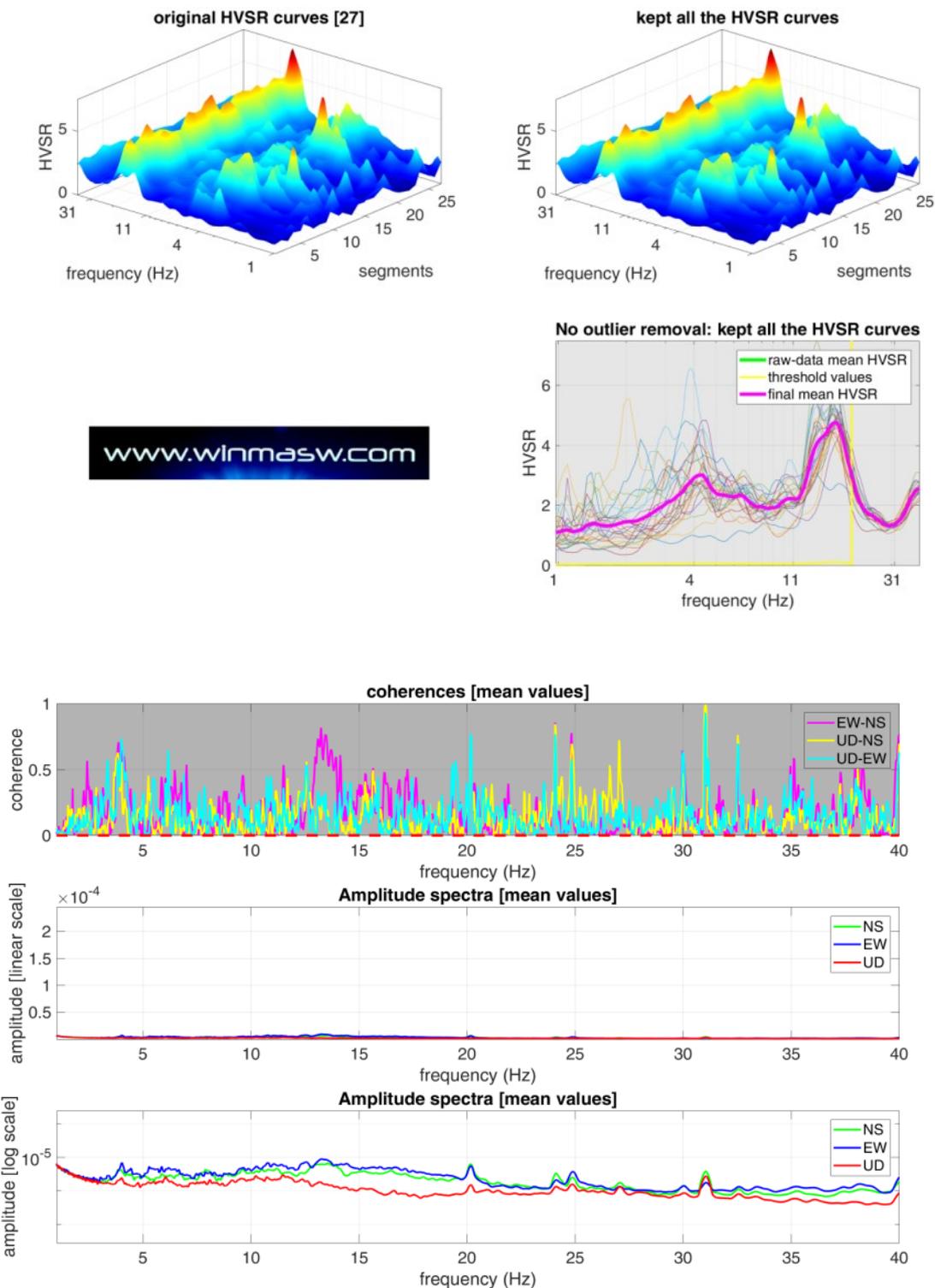
Dati registrati – durata 10 minuti



Curva H/V – Frequenza La linea continua blu rappresenta il rapporto H/V medio



Direzionalità del rapporto H/V



Spettri delle singole componenti

3.2 Analisi HoliSurface

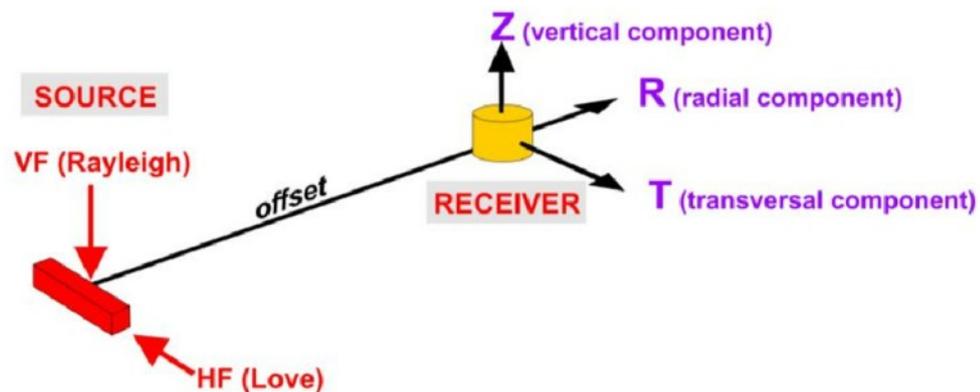
Al fine di caratterizzare in modo più stringente il sito in esame dal punto di vista della velocità delle onde di taglio (V_s), si sono effettuate acquisizioni ed analisi secondo la tecnica MFA (Multiple Filter Analysis – Dzierwonsky et al., 1969; Herrmann, 2013; Pedersen et al., 2003)

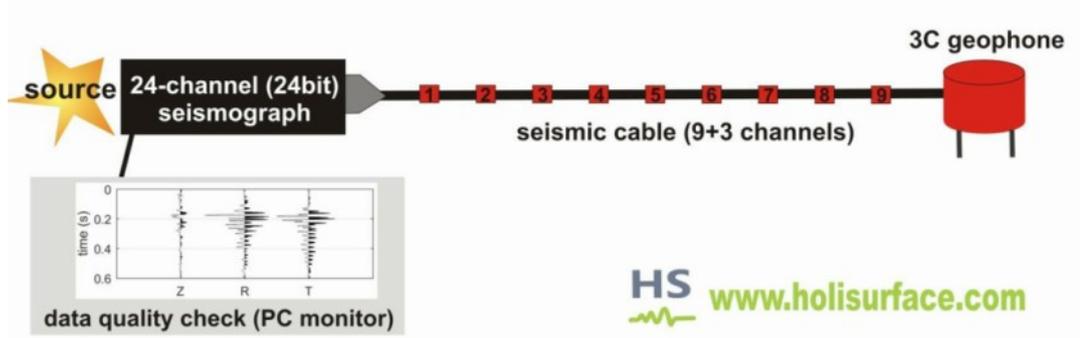
adattata a sfruttare in maniera olistica tanto la componente radiale che quella orizzontale dell'onda di Rayleigh qui considerata (anche considerando l'RVSR - Radial-to-Vertical Spectral Ratio – metodologia HoliSurface).

Le misure di microtremiti, atte ad analizzare il rapporto spettrale H/V (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio - HVSR), unitamente a misure di dispersione delle onde di superficie, sono state utilizzate a meglio vincolare il profilo V_S (Dal Moro, 2010; 2011). A causa della pesante non-univocità della soluzione, una modellazione del solo HVSR senza quantitative informazione sulle V_S da parte di misure di sismica attiva (MASW o MFA) non risulta in grado di definire il profilo V_S . Nel loro insieme, le procedure adottate sono state eseguite in accordo alle norme tecniche per le costruzioni del DM gennaio 2018. Queste, in buona misura, fanno risalire la stima dell'effetto di sito (quindi l'eventuale amplificazione dello scuotimento del suolo in caso di sisma) alle caratteristiche del profilo di velocità delle onde di taglio (V_S).

Acquisire un dato per analisi HoliSurface® non è molto diverso rispetto alle tradizionali acquisizioni di sismica attiva per, ad esempio, analisi MASW o rifrazione (lo zero dei tempi è fissato dal trigger). La differenza sostanziale è che in questo caso si è utilizzato un unico geofono a tre componenti (3C - spesso indicato anche come 3D in quanto si tratta di un geofono con 3 sensori orientati in tre direzioni spaziali ortogonali) la cui orientazione rispetto alla sorgente è però fondamentale. Questo significa che, per fare analisi HoliSurface®, è necessario orientare il NS dello strumento in assetto radiale rispetto alla sorgente.

E' stata effettuata un'acquisizione per le onde di Rayleigh (quindi con martellata verticale). Si è ottenuto così un file in cui le prime due tracce rappresentano il moto delle onde di Rayleigh nella componente radiale e verticale.





Schema acquisizione Holisurface

3.2.1 Attrezzatura impiegata

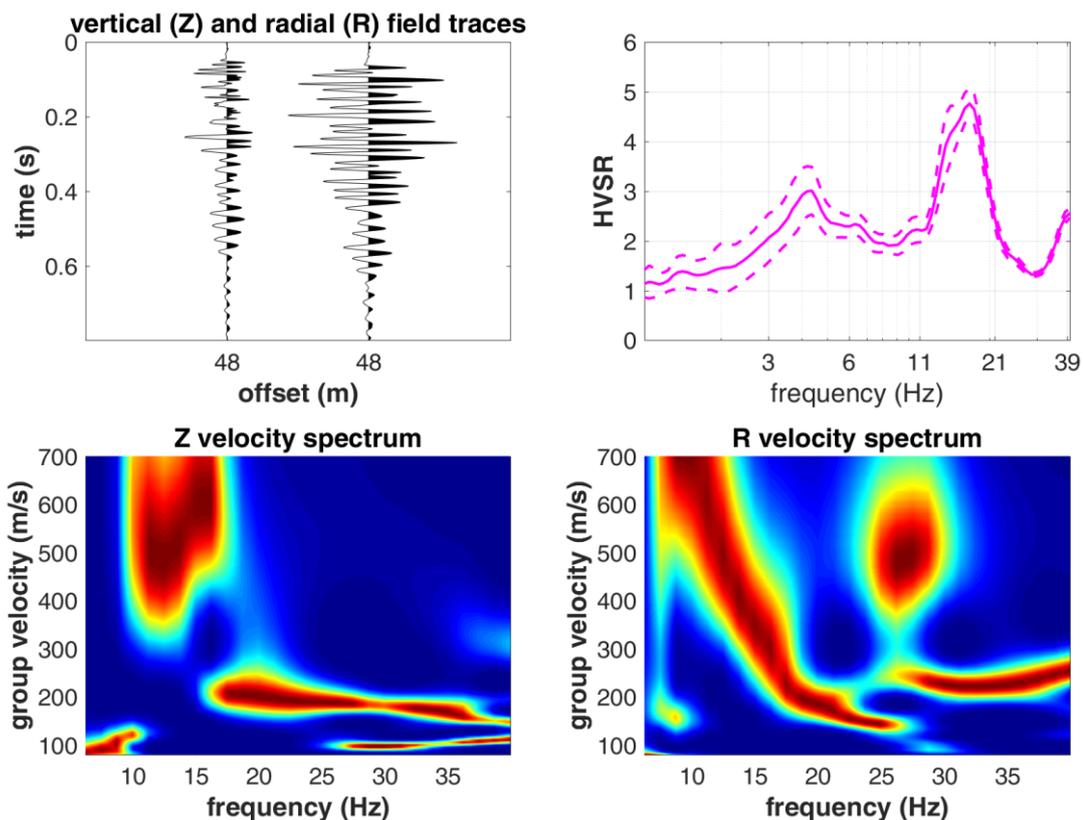
Le acquisizioni sono state svolte utilizzando il geofono triassiale Holi3C, cioè una terna calibrata con geofoni da 4,5 Hz (frequenza propria) ed avvalendosi poi per le analisi del software HoliSurface (Eliosoft).



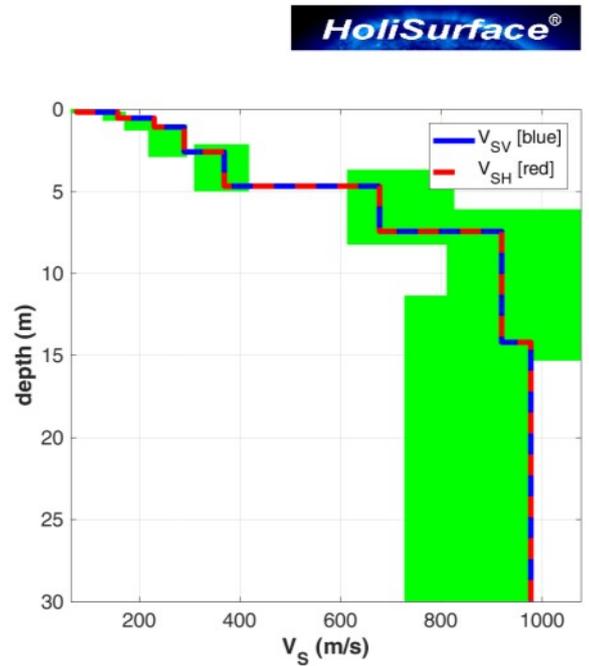
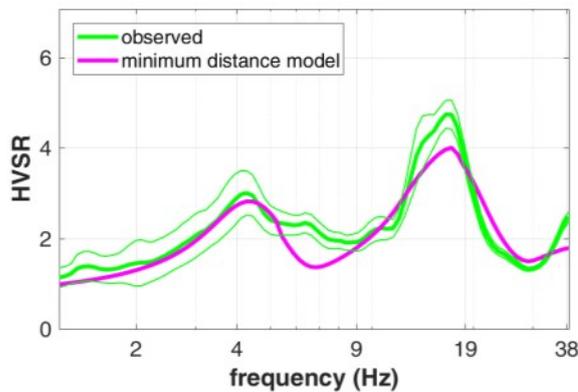
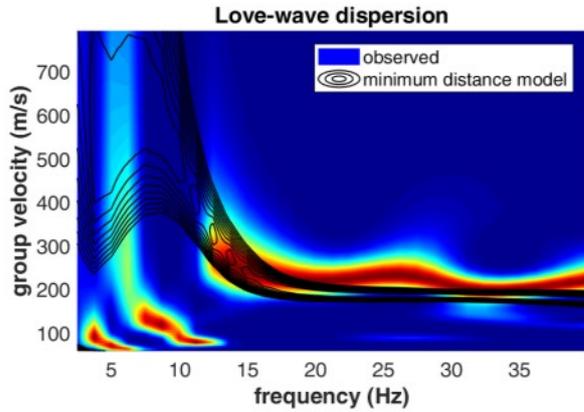
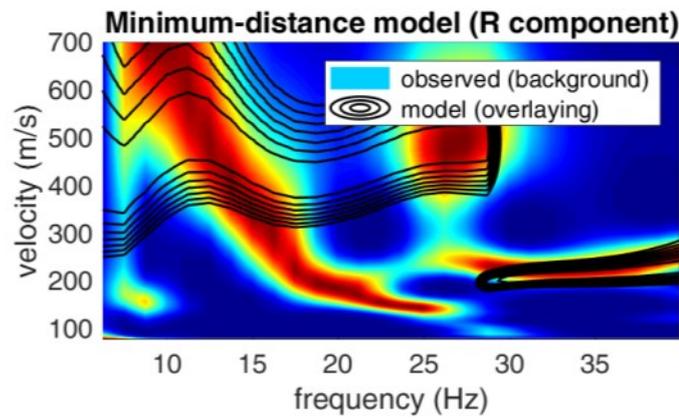
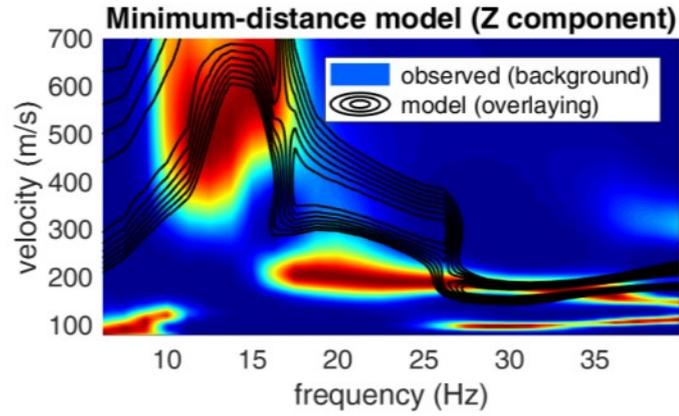
Sismografo utilizzato e punto di battuta

3.2.2 Analisi congiunta Holisurface + HVSR e modello sismico

La figura seguente riporta le tracce acquisite in modalità attiva e gli spettri di velocità di gruppo (metodo MFA - Multiple Filter Analysis) delle componenti radiale e verticale dell'onda di Rayleigh con, in alto a destra è riportato anche il Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio (HVSR).



Si riportano i risultati della modellazione congiunta degli spettri di velocità di gruppo relativi alle componenti radiale e verticale dell'onda di Rayleigh congiuntamente all'H/V (sismica passiva). I colori sullo sfondo rappresentano i dati di campagna mentre le contour lines nere i dati del modello identificato.



Love wave dispersion: THF-48m-3-40Hz.mat
H/V curve: 2023-11-28_09-09.hv
 V_{s30} and V_{sE} (minimum-distance model): 660 339 m/s

Si riporta il profilo verticale della V_s identificato dalla modellazione congiunta di tutti i dati acquisiti. I numeri riportati riportano il valore della V_s (m/s) e lo spessore (m).

Group velocity spectra and HVSR (active and passive data)

offset: 48 m

Analysis: Rayleigh Waves (group velocities)

Velocità (m/s)	76	155	221	279	365	657	904	939	2318
Spessore (m)	0.2	0.4	0.5	1.5	2	2.9	6.4	39	
Profondità (m)	0.2	0.6	1.1	2.6	4.6	7.5	13.9	52.9	

Vs30 =	639	m/s	
Vs7,5 =	471	m/s	Fondazioni a -1 m dal p.c.
Frequenza fondamentale di risonanza (Hz)	4,27	Hz	
T =	0,23	s	

I valori di velocità delle onde sismiche presenti nelle prime decine di metri di profondità sono stati utilizzati per il calcolo della V_s delle onde sismiche di taglio, per comprendere in quale classe di terreno si pone il sito in esame.

Il periodo proprio del sito T , necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione contenuta nell'allegato 5 dei criteri regionali di cui alla D.G.R. del 22 dicembre 2005 n°VIII/1566 "Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T, è stato misurato sul grafico H/V – Frequenza.

3.3 Classificazione sismica del sito

Nell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 marzo 2003 e nel D.M. 14-09-2005 vengono inserite specifiche norme per il progetto delle fondazioni e delle opere di sostegno. Per poter definire l'azione sismica di progetto le norme stabiliscono 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità sono riferite al piano di posa delle fondazioni) identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 metri e definite da parametri indicati nell'EUROCODICE 8.

Le 5 categorie del suolo di fondazione vengono di seguito descritte, così come riportato nel paragrafo 3.2.2 del D.M. 17/01/2018

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 fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

C - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

D - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.

E - Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per l'applicazione delle stesse norme, inoltre, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo di categoria A. Questi valori da adottare in ciascuna delle zone sismiche, espressi come frazione della gravità g , sono:

Zona	Valori di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Sale Marasino è stato classificato nel 2014 come comune appartenente alla **zona sismica 3**. Per questa zona è stata prevista una accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/g) pari a 0,15 (corrispondente ad un coefficiente di intensità sismica 0,04).

I valori di velocità delle onde sismiche presenti nelle prime decine di metri di profondità sono stati utilizzati per il calcolo della V_{s30} delle onde sismiche di taglio per comprendere in quale classe di terreno si pone il sito in esame.

Il valore di V_{s30} ricavato è stato di 639 m/s ($V_{s7,5} = 471$ m/s), facendo ricadere il terreno di fondazione nella classe B (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti).

3.4 Approfondimento di 2° livello

La procedura consiste in un approccio di tipo semiquantitativo e fornisce la stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di amplificazione (F_a); gli studi

sono condotti con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche e sono utilizzati per zonare l'area di studio in funzione del valore di Fa. Il valore di Fa si riferisce agli intervalli di periodo tra 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s: i due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il valore di Fa sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale; in particolare l'intervallo tra 0.1-0.5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0.5-1.5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili. Nel caso oggetto di studio si considera il fattore di amplificazione di riferimento per l'intervallo di periodo compreso tra 0,1 e 0,5 s.

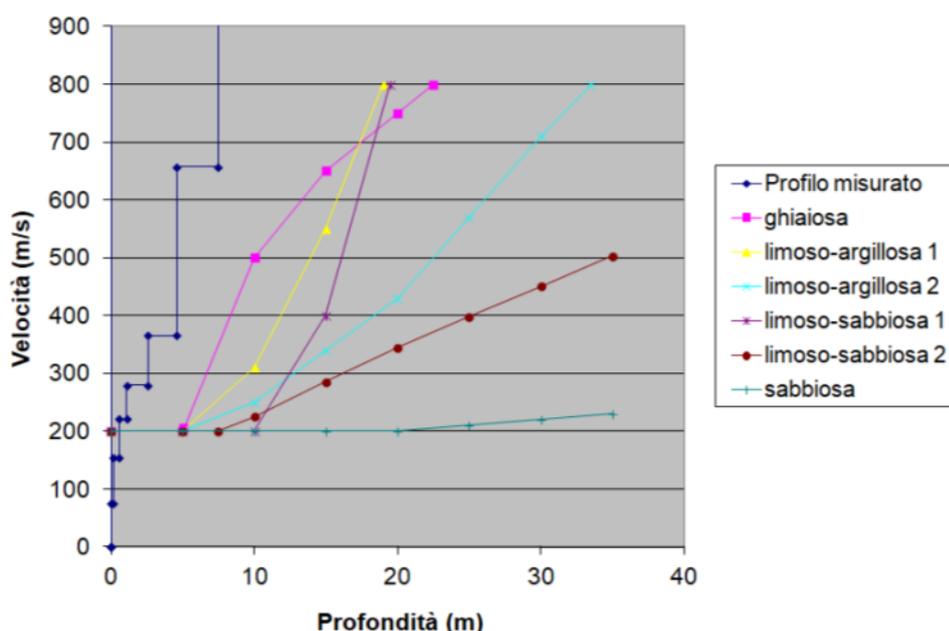
La procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- litologia prevalente dei materiali presenti nel sito;
- stratigrafia del sito;
- andamento delle Vs con la profondità fino a valori pari o superiori a 800 m/s;
- spessore e velocità di ciascun strato;
- sezioni geologiche, conseguente modello geofisico - geotecnico ed identificazione dei punti rappresentativi sui quali effettuare l'analisi.

3.4.1 Analisi degli effetti di amplificazione litologica

Sulla base di intervalli indicativi di alcuni parametri geotecnici ricavati dalle prove DPSH, correlabili al numero di colpi della prova SPT, è stata individuata la litologia prevalente presente nel sito corrispondente a ghiaia e frammenti rocciosi per la quale è stata scelta la relativa scheda di valutazione di riferimento (scheda Litologia ghiaiosa).

Confronto con schede litologiche DGR 8/1566 del 22/12/05



Individuata la scheda di riferimento si è provveduto alla verifica della validità in base all'andamento dei valori di Vs con la profondità. All'interno della scheda di valutazione è stato scelto il valore di Fa nell'intervallo 0,1-0,5 s in base al valore del periodo proprio del sito T (T=0,23 – curva 3). Il valore di Fa determinato è pari a

$$Fa_{0,1-0,5} = -4,7 T^2 + 3,0 T + 0,92 = 1,36$$

e indica il grado di protezione raggiunto al sito dall'applicazione della normativa sismica vigente. Arrotondando ed aggiungendo $\pm 0,1$ come da normativa (Allegato 5 alla DGR IX/2616 del 30/11/2011 - nota n. 125/2016 del 25 ottobre 2016) si ottiene una variabilità di valori compresa tra 1,3 e 1,5.

La valutazione del grado di protezione è stata effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di Fa ottenuto dalle schede di valutazione con un parametro di analogo significato calcolato per il comune di Sale Marasino, per la classe B e per l'intervallo di periodo 0,1-0,5 s. Per il comune di Sale Marasino il valore soglia Fa per il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito è pari a 1,4. Si può quindi affermare che il valore di Fa è uguale al valore di soglia corrispondente: la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si utilizzerà la classe di riferimento misurata, ovvero la classe B.

3.5 Categoria topografica

Per quanto concerne le caratteristiche geomorfologiche si potrà fare riferimento alla tabella 3.2.III del D.M. 17/01/18.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Per il sito di progetto, inserito in un contesto fortemente acclive si dovrà tenere conto di una categoria topografica **T4**.

Anche in questo caso tale categoria dovrà risultare compatibile con quanto risultante dall'analisi di rischio sismico di 1° e 2° livello ai sensi della normativa regionale All. 5 alla D.G.R. 9/2616/2011.

3.6 Vita nominale e Classe d'uso

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N sono riportati nella tabella 2.4.I. delle NTC 2018 al paragrafo 2.4.1.

Per la struttura in progetto si propone una $V_N = 50$

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Si prevede per la struttura in progetto una **Classe d'Uso II** (paragrafo 2.4.2 NTC-18) secondo la descrizione riportata dal legislatore.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

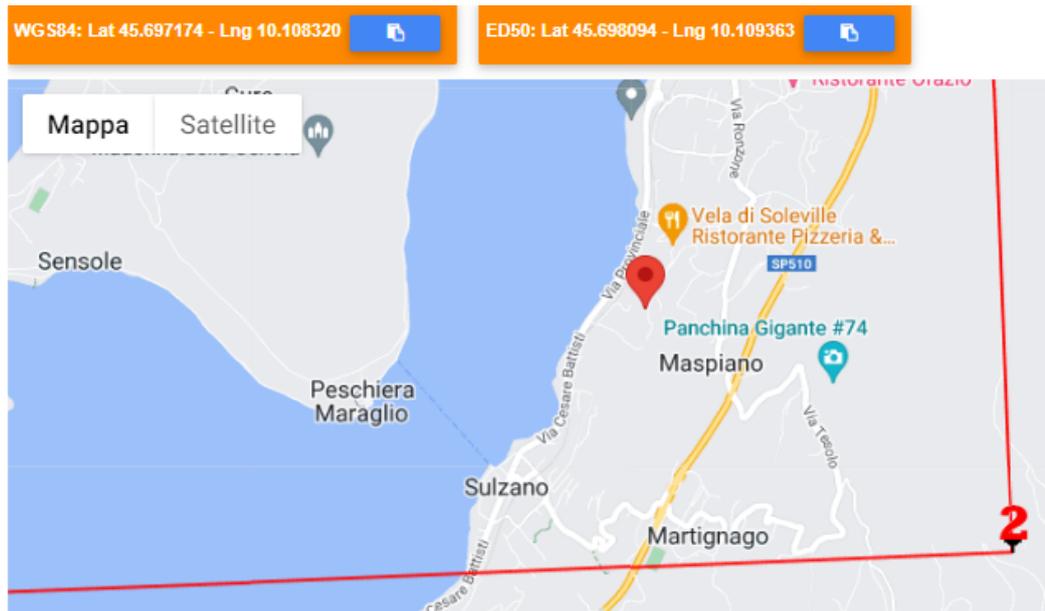
Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso 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 DM 5/11/2001, 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.

Si rimanda al Tecnico Progettista l'eventuale definizione di una diversa classe d'uso e di conseguenza di una strategia di progettazione differente.

3.7 Parametri sismici di sito



Stati limite

Classe Edificio
 II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0.038	2.456	0.208
Danno (SLD)	50	0.050	2.402	0.230
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.132	2.449	0.276
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.170	2.461	0.288
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni
 Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: B
 Cat. Topografica: T4

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,51	1,48	1,42	1,41
ST Amplificazione topografica	1,40	1,40	1,40	1,40

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.013	0.017	0.053	0.069
kv	0.006	0.008	0.027	0.034
Amax [m/s ²]	0.619	0.823	2.179	2.808
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Parametri sismici di sito

Tratto da <https://geoapp.eu/parametrisismici2018/>

Dove:

- Probabilità di superamento = probabilità che in un determinato lasso di tempo (periodo di riferimento V_R) nel sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato;
- T_R = tempo di ritorno di un dato evento sismico;
- a_g = valore nominale dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido A;
- 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;
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- C_c = coefficiente funzione di T^*_C ;
- S_t = coefficiente di amplificazione topografica;
- K_h = coefficiente sismico orizzontale;
- K_v = coefficiente sismico verticale;
- A_{max} = accelerazione massima attesa al sito (m/s^2) data da $a_g \times S_s \times S_t$;
- $Beta$ = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Per conoscere in dettaglio la stratigrafia del terreno in profondità sono state eseguite delle prove penetrometriche dinamiche tipo DPSH. Questo tipo di prova consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno, mediante battitura, una punta conica metallica posta ad una estremità di un'asta di acciaio.

La battitura si ottiene dalla caduta di un maglio da un'altezza stabilita. Per queste prove è stato utilizzato un penetrometro dinamico con massa battente di 63 kg ed altezza di caduta di 0,73 m. La resistenza del terreno è funzione diretta del numero di colpi necessari per l'approfondimento dell'asta di 20 cm; con l'aumentare della profondità, vengono giuntate aste successive che trasmettono la pressione alla punta. Per misurare l'attrito laterale delle aste contro i terreni attraversati, si è utilizzata una chiave dinamometrica con scala 10-200 Nxm. La misura del momento torcente è stata effettuata ad ogni giunzione di asta ed al termine della prova.

In allegato si riportano le caratteristiche dello strumento utilizzato e le elaborazioni ottenute a partire dai dati ricavati dalle prove.



Strumento utilizzato per i sondaggi

Per la determinazione del valore N_{SPT} dalle prove penetrometriche dinamiche continue DPSH è stata utilizzata la seguente correlazione (Cestari 2005 – AGI 1977):

$$N_{SPT (60\%)} = N_{20 (60\%)} \times C$$

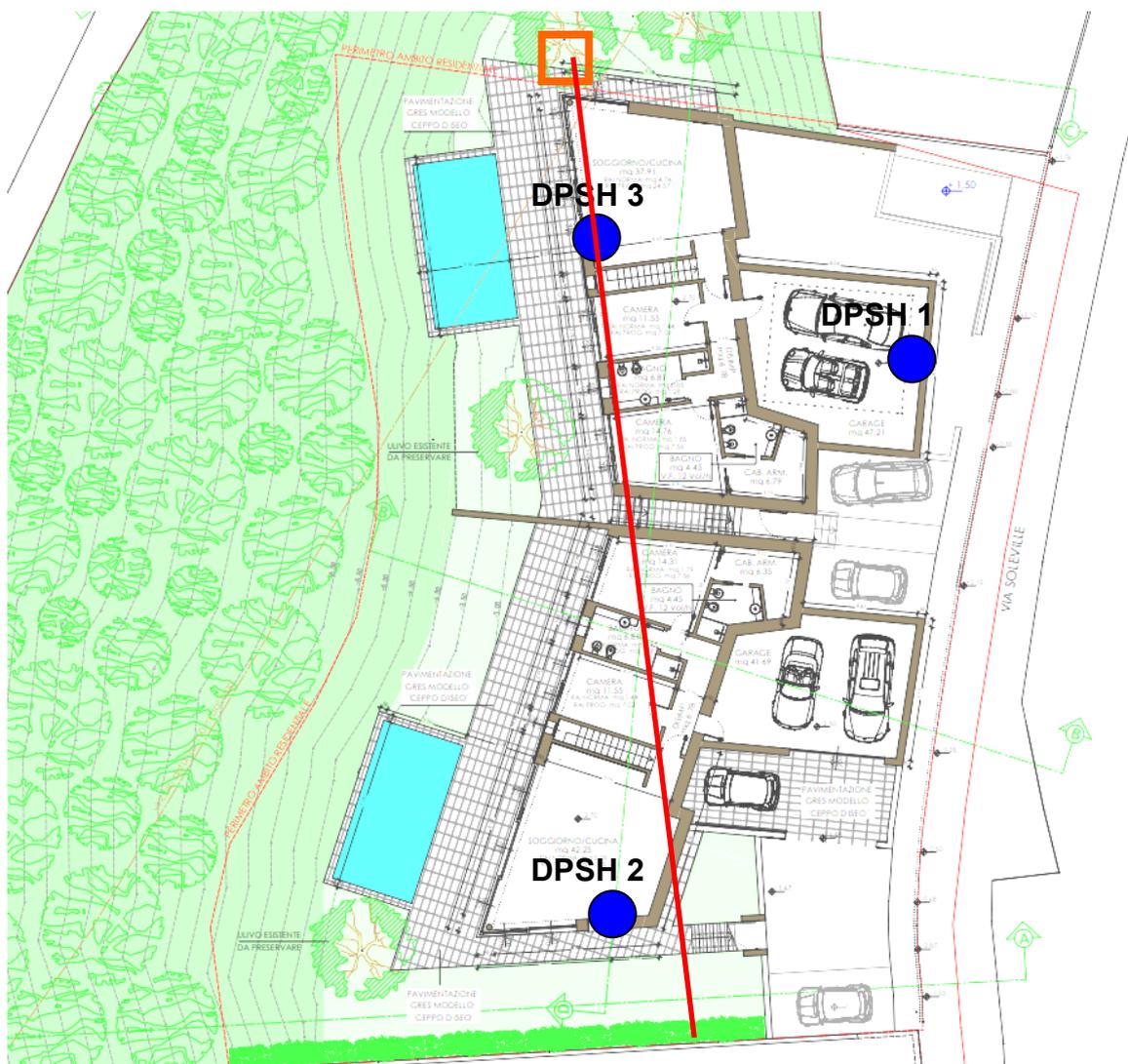
Dove C è un coefficiente di conversione che dipende dal tipo di terreno ed assume i valori riportati nella seguente tabella.

Terreno	C
<i>Ghiaioso</i>	1.50-2.00
<i>Sabbioso</i>	2.00-2.80
<i>Argilloso</i>	2.80-4.00

Si applica inoltre la correzione $C_{AGI} = 0,58 C$

Un'ulteriore correzione è stata introdotta in base alla lettura del momento torcente ad ogni metro di avanzamento delle aste. Dato che maggiore è l'attrito laterale offerto dal terreno sulla superficie laterale delle aste e minore è l'energia effettiva che la caduta del maglio trasmette alla punta, si è calcolato un coefficiente di riduzione che tenga conto di questo fenomeno e vada progressivamente a diminuire il coefficiente C all'aumentare del momento torcente misurato.

Il coefficiente è stato calcolato dallo scrivente utilizzando i dati raccolti in numerose campagne di indagini utilizzando lo strumento DPSH 73/63 GeoDeepDrill, realizzate in terreni con stratigrafia nota e affiancate a prove eseguite utilizzando il rivestimento metallico in dotazione allo strumento.



Ubicazione delle prove DPSH in colore blu, della linea sismica in colore rosso e del punto di misura del microtremore in colore arancio

La campagna d'indagine può essere considerata idonea ad ottemperare a quanto richiesto per la Classe di Fattibilità 3. Le indagini sono state eseguite secondo le Prescrizioni e gli oneri contenuti nelle Raccomandazioni A.G.I. (1977) ed alla presenza costante del geologo.

5. ELABORAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI

5.1 Unità litotecniche

Le prove penetrometriche hanno permesso di individuare le caratteristiche degli strati posti al di sotto del piano campagna in modo da definire strati, il più possibile omogenei da un punto di vista meccanico, da utilizzare per la determinazione di sezioni geotecniche adeguate ai fini del calcolo della capacità portante e dei cedimenti.

Le unità litotecniche sono state definite in funzione della loro resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica. Ricordo quindi che le unità litotecniche proposte, potrebbero non coincidere con strati a granulometria omogenea, ma solamente a terreni che oppongono resistenze simili all'avanzamento delle aste.

Segue la descrizione schematica delle unità, la definizione del loro spessore e i parametri geotecnici calcolati utilizzando le formule seguenti:

Parametro	Formula utilizzata
Dr (densità relativa)	Terzaghi – Peck (1967)
φ (angolo di attrito efficace)	Hatanaka – Uchida (1996)
E' (modulo di deformazione elastica)	AASHTO (1996)
M (modulo edometrico)	Shultze e Muhs (1966)
γ (peso di volume)	Bruschi (1980-2005)
Cu (coesione)	Bruschi (2004)

Per ogni parametro, per ciascuna delle unità litotecniche in cui è stato diviso il sottosuolo, è stato valutato il valore caratteristico utilizzando l'approccio statistico (come suggerito negli Eurocodici si è considerato il 5-percentile).

Tutti i valori dei parametri che compaiono nelle seguenti tabelle, utilizzati nei calcoli dei paragrafi successivi, sono quindi valori caratteristici (f_k), cioè valori rappresentativi del parametro considerato all'interno di ciascun strato (D.M. 14.09.2005 - D.M. 17.01.2018).

5.1.1. Descrizione parametri caratteristici nelle Unità litotecniche

Unità litotecnica A	Sabbia limosa	
	N°SPT medio	6
	Spessore (m)	1.2

Dr (densità relativa)	32 %
φ_k (angolo di attrito efficace)	29.6 °
E ₅₀ (modulo elastico)	97 kg/cmq
M (modulo edometrico)	123 kg/cmq
γ_k (peso di volume)	1.69 t/mc

Unità litotecnica B	Ghiaia sabbiosa	
	N°SPT medio	20
	Spessore (m)	2.4

Dr (densità relativa)	58 %
φ_k (angolo di attrito efficace)	33.5 °
E ₅₀ (modulo elastico)	253 kg/cmq
M (modulo edometrico)	280 kg/cmq
γ_k (peso di volume)	1.95 t/mc

Unità litotecnica C	Ghiaia e ciottoli in matrice limosa
	N°SPT medio 30
	Spessore (m) 4

Dr (densità relativa)	71 %
φ_k (angolo di attrito efficace)	36.5 °
E ₅₀ (modulo elastico)	405 kg/cmq
M (modulo edometrico)	410 kg/cmq
γ_k (peso di volume)	2.15 t/mc

6. MISURA DELLA PERMEABILITÀ

6.1 Cenni teorici

Nei materiali sciolti, permeabili per porosità, nei quali è verificata la legge di Darcy, la permeabilità si esprime attraverso il coefficiente di permeabilità k che ha le dimensioni di cm/s o m/s.

La scelta del metodo di prova va effettuata in funzione del tipo di terreno e della precisione desiderata. L'attendibilità delle prove, come suggerito dall'AGI nelle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" (giugno 1977), può essere migliorata adottando i seguenti accorgimenti:

- conoscenza della distribuzione delle pressioni neutre nel terreno prima della prova;
- conoscenza esatta, per quanto possibile, del profilo stratigrafico;
- realizzazione con la prova di condizioni di moto laminare in regime permanente;
- adozione in tutte le prove che comportano immissione d'acqua nel terreno, di acqua limpida.

6.2 Prova in foro di sondaggio

Le prove in foro di sondaggio permettono di determinare la permeabilità di terreni al di sopra o al di sotto del livello di falda. Possono essere eseguite durante la trivellazione del foro a diverse profondità oppure alla fine della trivellazione sul solo tratto terminale.

Per l'esecuzione delle prove è necessario che:

- le pareti della perforazione siano rivestite con una tubazione per tutto il tratto del sondaggio non interessato dalla prova;
- nel caso di terreni che tendono a franare o a rifluire, il tratto di prova deve essere riempito con materiale filtrante di granulometria adatta ed isolato mediante un tampone impermeabile.

Le prove si dividono in prove a carico costante o a carico variabile.

6.2.1 Prova a carico costante

Le prove a carico costante si eseguono misurando la portata necessaria per mantenere costante il livello dell'acqua nel foro, in condizioni di regime costante. Si possono eseguire anche nel terreno al di sopra del livello di falda; in questo caso è necessario saturare preventivamente il terreno in modo da stabilire un regime di flusso permanente.

Il coefficiente di permeabilità è dato dalla:

$$k = \frac{q}{mh}$$

con

q = portata immessa;

h = livello dell'acqua in foro;

m = coefficiente di forma = 2,85D

con D= diametro del foro

(N.B.: per prove sopra il livello di falda, h è misurato rispetto alla base del foro).

Il coefficiente m assume valori differenti, in funzione delle condizioni di filtrazione, secondo la tabella:

Condizioni	Coefficiente
Filtro sferico in terreno uniforme	$2\pi D$
Filtro emisferico al confine con uno strato confinato	πD
Fondo filtrante piano al confine con uno strato confinato	$2D$
Fondo filtrante piano in terreno uniforme	$2,75D$
Tubo parzialmente riempito al confine con uno strato confinato	$\frac{2D}{1 + \frac{8LK_h}{\pi DK_v}}$

Tubo parzialmente riempito in terreno uniforme	$\frac{2,75D}{1 + \frac{11LK_h}{\pi DK_v}}$
Filtro cilindrico in terreno uniforme	$\frac{3\pi L}{\ln \left[\frac{3L}{D} + 1 + \left(\frac{3L}{D} \right)^2 \right]}$

Dove:

- L= Lunghezza del tratto filtrante;
 Kh= Permeabilità orizzontale del terreno;
 Kv= Permeabilità verticale del terreno.

La prova a carico costante è stata eseguita nel foro del sondaggio DPH1 all'interno dell'unità litotecnica B

Calcolo permeabilità k (cm/s)

Foro di sondaggio a carico costante

20	litri immessi
864	tempo (s)
250	altezza acqua dal fondo foro (cm)
4.3	diametro foro (cm)
230	lunghezza tratto filtrante (cm)
4.2665434	coefficiente m
7.45E-05	Permeabilità K (m/s)

Il valore misurato corrisponde ad una permeabilità media.

K [m/s]	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
PERMEABILITÀ	alta		media			bassa		molto bassa		impermeabile		
DRENAGGIO	buono				povero				praticamente nullo			
TERRENO	ghiaie pulite		sabbie pulite e miscele di ghiaie e sabbie pulite			sabbie fini, limi, miscele di sabbie, limi e argille, depositi di argille stratificati		Argille alterate		Argille omogenee non alterate		



Regione Lombardia



Comune di Sale Marasino

Realizzazione complesso bifamiliare

Via Soleville snc – Sale Marasino (BS)

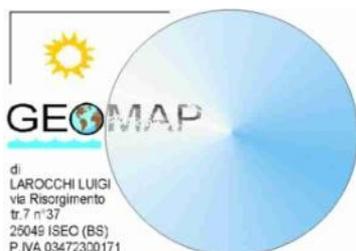
RELAZIONE GEOTECNICA preliminare D.M. 17/01/2018

(Relazione R2 ai sensi della L.R. 33/2015 e della D.G.R. X/5001/2016)

- VERIFICHE AGLI SLU
- VERIFICHE AGLI SLE

COMMITTENTE: Danesi Partnership s.r.l. – Via Malta n°7/c – 25124 Brescia (BS)

Iseo, novembre 2023



Dott.geol. Luigi Larocchi

N°1172 o.g.l.



6. CALCOLI	37
<u>6.1 CALCOLI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU - NTC 2018)</u>	37
DESCRIZIONE DEL TERRENO.	40
VERIFICHE IN CONDIZIONI DRENATE.	40
<u>6.2 CALCOLI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE - NTC 2018)</u>	41
RISULTATI.	43
<u>6.3 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEL TERRENO</u>	43
7. VERIFICA STABILITÀ DEL VERSANTE	44
7.1 MODELLO ATTUALE	45
7.2 MODELLO CON CARICO DISTRIBUITO (EDIFICIO FONDAZIONE PLATEA)	50
7.3 MODELLO CON CARICO CONCENTRATO (EDIFICIO FONDAZIONE CONTINUA)	52
8. INDICAZIONI GEOTECNICHE PROGETTUALI	54

6. CALCOLI

In funzione dei dati ottenuti dalle indagini geognostiche, è stata valutata la capacità portante dei terreni su cui dovrà poggiare la costruzione in progetto.

Dato che l'opera non è ancora in fase avanzata di progettazione i calcoli sono stati eseguiti ipotizzando ingombri e carichi di prima stima.

Si sono seguiti i criteri proposti nel D.M. 01-2018.

6.1 Calcoli nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU - NTC 2018)

Le NTC 2018 prevedono che i calcoli agli stati limite siano condotti in regime statico e dinamico. Nel caso di fondazioni superficiali per gli SLU, sia in condizioni statiche che dinamiche, le verifiche di sicurezza dovranno rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di questa condizione si effettua impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 – A2), per i parametri geotecnici (M1 - M2) e per le resistenze (R1 - R2 - R3).

Seguendo i criteri proposti nel D.M. 01-2018 per il calcolo in regime dinamico al collasso per carico limite sono state considerate le azioni sismiche con i relativi parametri sismici dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV - par.3.2.1 NTC 2018).

Il codice di calcolo utilizzato per l'elaborazione dei dati è quello presente nel programma *IPERFOND 2020*, della CDM Dolmen Software.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione; effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante. In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = \arctg 0,13 = 7,4^\circ$$

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamneto alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

LEGGI REGIONALI

- Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. n. 12 del marzo 2005 D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374
- Delibera della Giunta Regionale della Regione Lombardia del 22.03.96 n°6/10350: “Regolamento per i termini e le modalità di controllo da effettuarsi sulle costruzioni in zone sismiche regionali”.

Tali normative, insieme ad altre ad esse collegate ed alle numerose circolari che ne illustrano i principi applicativi, cercano di regolare il tipo di indagine, i calcoli richiesti, le verifiche necessarie ed i professionisti abilitati, per la stesura delle relazioni geologiche e geotecniche riguardanti, tra le altre cose, le opere di fondazione, con particolari prescrizioni per quelle realizzate in zona sismica.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici utilizzati ed i risultati ottenuti.

Viene utilizzato l'approccio 2 (A1+M1+R3) per fondazioni a platea di dimensioni 8,5 x 17 m, poste a -2 m dal p.c. (altezza di incastro 0,30 m).

Nel caso in cui il Progettista fornisca i carichi assiali ed i momenti agenti, gravanti sulla struttura di fondazione sarà possibile rielaborare i dati, tenendo conto di carichi eccentrici e delle dimensioni equivalenti della stessa fondazione.

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

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

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

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

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

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

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

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

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

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

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

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

Dove:

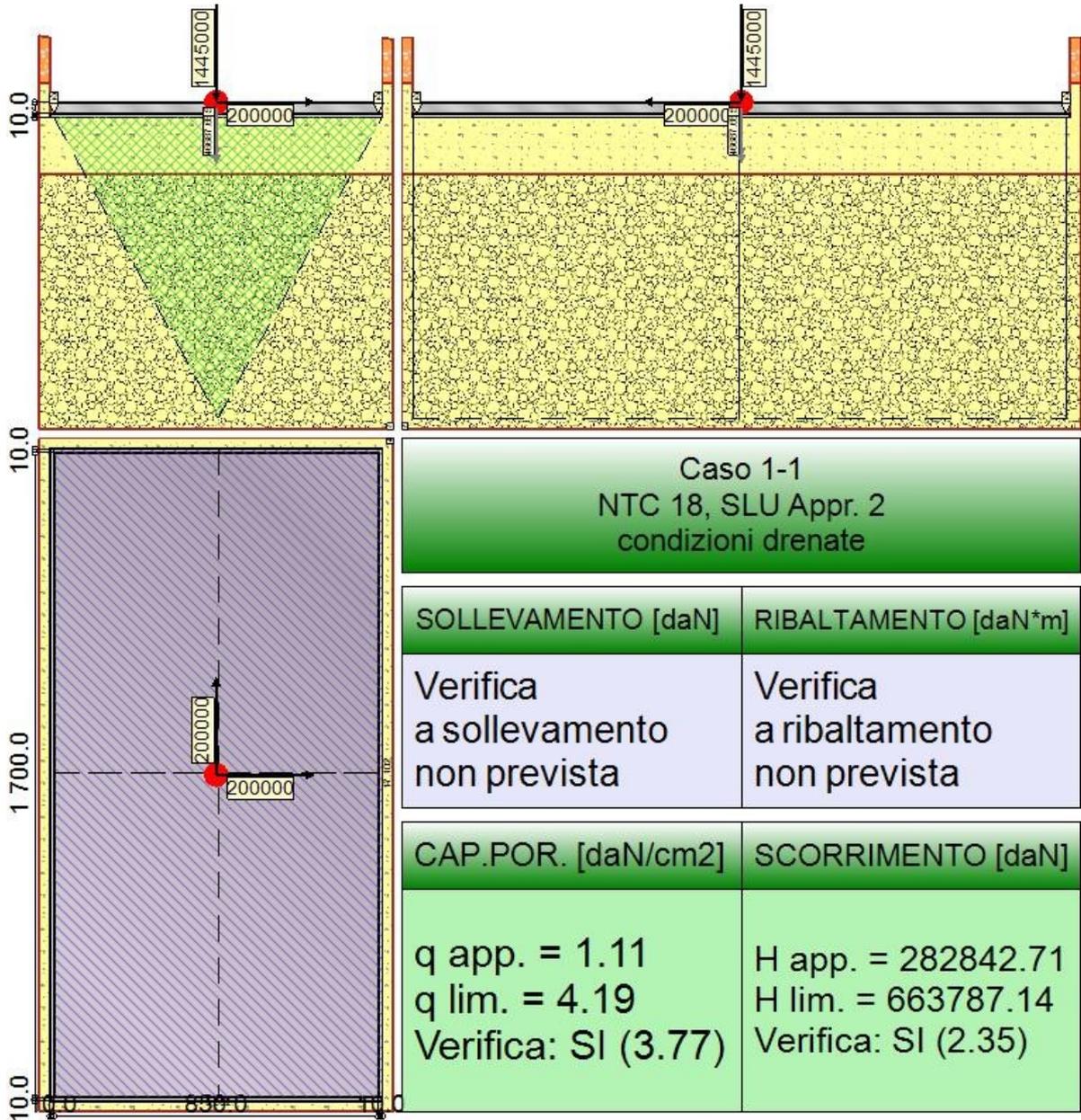
$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H//B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H//L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

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



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 8.7 [m], lato Y di 17.2 [m], e centro alla quota $z = -2.1$ [m]. Il piano di posa è orizzontale.

Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 3 strati

n.	nome	z_i [m]	z_f [m]	γ_d [daN/m ³]	γ_t [daN/m ³]	c' [daN/cm ²]	ϕ' [°]
1	Sabbia limosa	0	-1.2	1690	1720	0	29.6
2	Ghiaia sabbiosa	-1.2	-3.6	1950	1990	0	33.5
3	Ghiaia con ciottoli in matrice limosa	-3.6	-20	2150	2180	0	36.5

La stratigrafia non contiene una falda

L'inclinazione del piano campagna considerata nel calcolo è 10 [°].

Verifiche in condizioni drenate.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di

applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*m]	My [daN*m]	dx [m]	dy [m]	dz [m]
1-1	200000	200000	-1632575.18	0	0	0	0	0.4
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*m]	My [daN*m]	dx [m]	dy [m]	dz [m]
1-1	200000	200000	-1632575.18	-80000	80000	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 0.049 [m]) e lungo Y (max = 0.049 [m]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [m]	ecc. Y [m]	Asse B	Asse L
1-1	0.049	0.049	asse X	asse Y

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	γ_ϕ	γ_γ	ϕ [°]	γ' [daN/m ³]	N_γ	s_γ	d_γ	$i_{b\gamma}$	$i_{i\gamma}$	b_γ	g_γ	h_γ	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm ²]
1-1	1.00	1.00	33.1	2080	35.90	1.17	1.00	0.71	0.74	1.00	0.68	0.72	9.63
Caso	γ_c	c' [daN/cm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{ic}	b_c	g_c	h_c	$q'_{lim,c}$ [daN/cm ²]		
1-1	1.00	0	39.08	1.34	1.07	0.80	0.83	1.00	0.67	0.87	0		
Caso	q' [daN/cm ²]	N_q	s_q	d_q	i_{bq}	i_{iq}	b_q	g_q	h_q	$q'_{lim,q}$ [daN/cm ²]			
1-1	0 (trascurato)	26.51	1.17	1.07	0.80	0.84	1.00	0.68	0.83	0			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q'_{lim} [daN/cm ²]	A [cm ²]	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
1-1	2.30	4.19	1471112.84	6157062.9	1632575.2	SI (6157062.9/1632575.2 = 3.77 >= 1.0)

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, della coesione efficace, dell'attrito e dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_ϕ	γ_c	ϕ [°]	c' [daN/cm ²]	δ [°]	a [daN/cm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,c}$	R_d [daN]	R_e [daN]
1-1	1.00	1.00	30.5	0	22.9	0	1.10	1.00	626170.42	37616.73

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
1-1	663787.1	282842.7	SI (663787.1/282842.7 = 2.35 >= 1.0)

6.2 Calcoli nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE - NTC 2018)

Per gli SLE le verifiche di sicurezza, in condizioni statiche e dinamiche, devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Nel caso di fondazioni superficiali C_d equivale al valore limite massimo delle azioni delle azioni di progetto a cui corrisponde il cedimento massimo accettabile per la fondazione (25 mm).

Seguendo i criteri proposti nel D.M. 01-2018 per i calcoli in regime dinamico dei cedimenti sono state considerate le azioni sismiche con i relativi parametri sismici dello stato limite di danno (SLD - par.3.2.1 NTC 2018).

Il codice di calcolo utilizzato per l'elaborazione dei dati è quello presente nel programma *CEDOGRAN 2020*, della *CDM Dolmen Software*.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

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

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

nella quale:

- q' Pressione efficace lorda;
- σ'_{v0} Tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B Larghezza della fondazione;
- I_c Indice di compressibilità;
- f_s, f_H, f_t Fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

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

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

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

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

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

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

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

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

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

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

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

La fondazione ha forma rettangolare, con base $B = 8.5$ [m] e lunghezza $L = 17$ [m]. Il piano di posa è approfondito di 2 [m].

La stratigrafia è eterogenea, presenta 3 strati						
n.	nome	z_i [m]	z_f [m]	γ_d [daN/m ³]	γ_t [daN/m ³]	OCR
1	Sabbia limosa	0	-1.2	1690	1720	1.00
2	Ghiaia sabbiosa	-1.2	-3.6	1950	1990	1.00
3	Ghiaia con ciottoli in matrice limosa	-3.6	-20	2150	2180	1.00
La stratigrafia non contiene una falda						

Risultati.

Il calcolo è stato eseguito considerando le seguenti condizioni di carico, costituite da una sollecitazione di sforzo normale, applicata alla fondazione in corrispondenza del centro della base.

Numero	Nome	N [daN]
1	Cond. 1	1600000

Di seguito sono riassunti i dati utilizzati per il calcolo col metodo di Burland e Burbidge ed il cedimento risultante:

$$w = \sigma'_{vp} B^{0.7} I_c / 3 + (q' - \sigma'_{vp}) B^{0.7} I_c$$

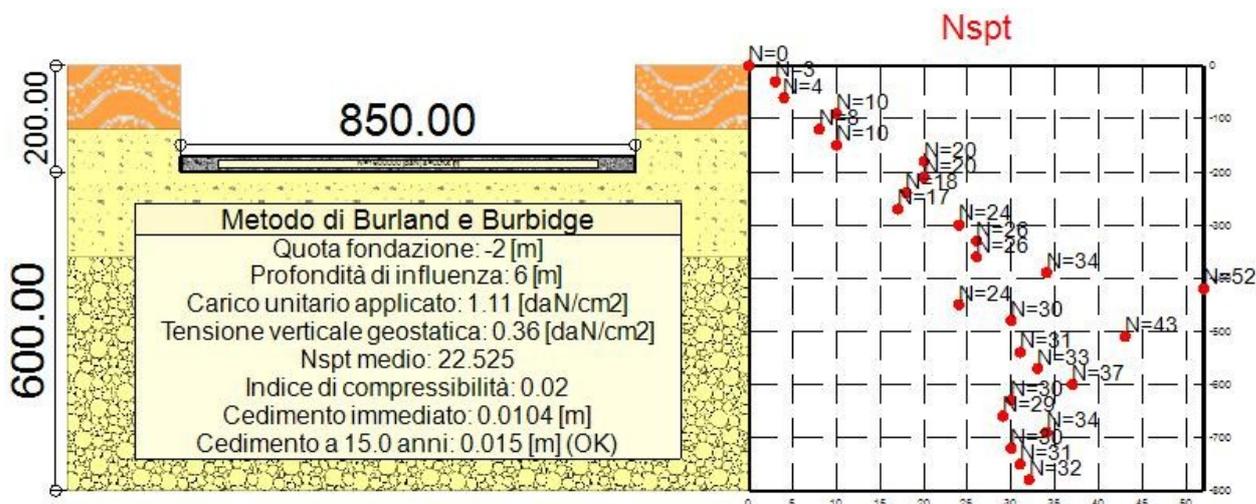
Il cedimento w viene moltiplicato per $f_s f_h f_t$.

Simbolo	Valore	Descrizione
Z_{fon}	-2 [m]	Quota di base della fondazione
B	8.5 [m]	Larghezza della base della fondazione
Z_i	6 [m]	Profondità di influenza
q'	1.11 [daN/cm ²]	Carico unitario applicato
σ'_{v0}	0.36 [daN/cm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota della base
σ'_{vp}	0.36 [daN/cm ²]	Tensione verticale di preconsolidazione alla quota della base
N	22.525	Valore medio di Nspt nella profondità di influenza
I_c	0.022	Indice di compressibilità
f_s	1.23	Coefficiente per la forma della fondazione
f_h	1.00	Coefficiente per l'altezza dello strato comprimibile (8 [m])
f_t	1.44	Coefficiente per il cedimento differito (15.0 anni)

Il cedimento immediato è pari a 0.0104 [m].

Il cedimento differito a 15.0 anni, nel caso di carichi statici, vale 0.015 [m] (Verificato).

Si riporta la sezione geotecnica inserita per i calcoli dei cedimenti.



Costante di sottofondo K	0.85
Bowles (1982)	

6.3 Verifica a liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0,1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal p.c. per strutture con fondazioni superficiali;
- 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;;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 7.11.1 (a) delle NTC 2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in figura 7.11.1. (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

In considerazione della assenza di falda entro i primi metri dal piano campagna e di litotipi grossolani, non è stata eseguita una verifica alla liquefazione.

Il terreno non possiede caratteristiche geotecniche che lo rendono teoricamente suscettibile alla liquefazione. Le eventuali lesioni strutturali saranno quindi da ricondurre non a fenomeni di liquefazione di porzioni del terreno di sottofondazione ma al diretto scuotimento del suolo durante l'evento sismico.

7. VERIFICA STABILITÀ DEL VERSANTE

Innanzitutto si precisa che i parametri geotecnici quali coesione, peso specifico e angolo di attrito dei terreni del pendio riportati nelle simulazioni sono tratti dal paragrafo 5 della relazione geologica a cura dello scrivente e datata novembre 2023; vengono fatti rimanere costanti in tutte le simulazioni effettuate. Nelle diverse simulazioni è stata invece introdotto il carico del nuovo edificio.

Si sono verificati tre modelli:

- **Modello attuale** – profilo del pendio attuale, senza il sovraccarico alla sommità dovuto alla presenza dell'edificio residenziale in progetto.
- **Modello di progetto platea** – profilo del pendio attuale, con il sovraccarico distribuito alla sommità, dovuto alla presenza dell'edificio residenziale in progetto con fondazione a platea.

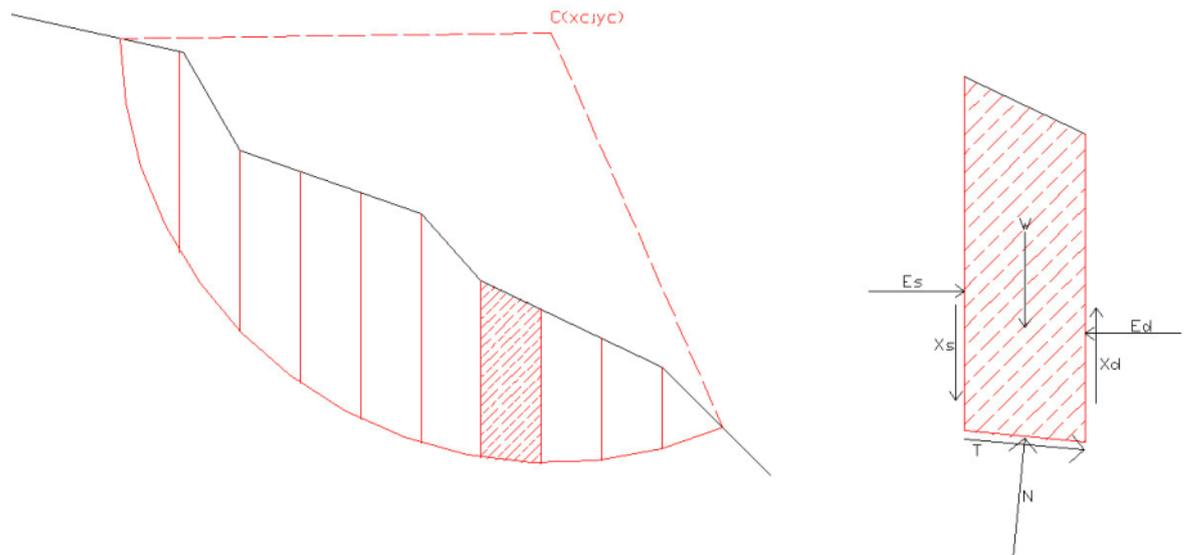
- **Modello di progetto travi rovesce** – profilo del pendio attuale, con il sovraccarico puntiforme alla sommità, dovuto alla presenza dell'edificio residenziale in progetto con fondazioni lineari.

Il codice di calcolo utilizzato per l'elaborazione dei dati è quello presente nel programma *IS GgeoPendii 2020*, della CDM Dolmen Software.

7.1 Modello attuale

All'interno di un pendio molto esteso e sottoposto a deformazione piana si isola un volume mediante una superficie cilindrica. Il terreno è in equilibrio limite quando viene soddisfatta la condizione di rottura, che nell'ipotesi del criterio di Mohr-Coulomb è funzione della coesione, dell'angolo di resistenza al taglio e della pressione interstiziale. Se lungo la superficie la tensione tangenziale applicata, detta resistenza mobilitata, è minore della resistenza a rottura disponibile, si può determinare una condizione di equilibrio limite tramite un coefficiente di sicurezza, che rappresenta il fattore per cui dividere i parametri di resistenza del terreno ed avere la rottura del pendio lungo la superficie considerata. Questo valore è assunto per determinare la sicurezza del pendio nei confronti della rottura per taglio e viene assunto costante lungo tutta la superficie, in modo che in ogni punto di essa venga mobilitata la stessa aliquota di resistenza al taglio. Si ricava che il fattore di sicurezza è dato dal rapporto tra la resistenza disponibile e quella mobilitata. Per determinare tale valore si utilizzano le equazioni dell'equilibrio dei corpi rigidi ossia le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale ed alla rotazione rispetto ad un punto del piano delle forze. Nel pendio viene definito un numero elevato di superfici, ad ognuna di queste è possibile associare un fattore di sicurezza. Il fattore di sicurezza minore definisce la cosiddetta superficie critica e viene assunto come rappresentativo delle condizioni di stabilità del pendio.

Nell'ambito della teoria dell'equilibrio limite sono stati sviluppati numerosi metodi per il calcolo del fattore di sicurezza. Fra questi vi sono i cosiddetti metodi delle strisce, che prevedono di suddividere il volume di terreno considerato in blocchi di spessore finito, ma piccolo, di cui è possibile scrivere le equazioni di equilibrio. E' possibile considerare, con questi metodi, pendii di forma complessa costituiti da terreni aventi caratteristiche fisiche e meccaniche diverse. Per mantenere le strisce in condizione di equilibrio bisogna applicare sui lati e sulla base le risultanti degli sforzi efficaci e delle pressioni interstiziali, che si trasmettono mutuamente tra i blocchi. Per il volume suddiviso in n strisce si ha che il problema è $n-2$ volte iperstatico e le incognite sono le forze di interazione tra le strisce, i bracci e le forze normali alla base. Complessivamente si hanno $4n-2$ incognite. Avendo a disposizione $3n$ equazioni di equilibrio, ossia 3 per ciascuna striscia, il problema risulta affetto da un alto grado di indeterminatezza. I metodi di calcolo vengono suddivisi in due grandi gruppi: i metodi "semplificati" ed i metodi "rigorosi". Nei primi si adottano semplificazioni che trascurano alcune forze che agiscono sulle strisce o fissano la loro direzione ed il loro punto di applicazione. Nei secondi si ricercano le $n-2$ equazioni mancanti, rispettando così l'equilibrio globale delle strisce.



Rappresentazione della superficie di rottura circolare e suddivisione in strisce.

CARATTERISTICHE TERRENI.

Sabbia limosa

Coesione: $0.0 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$
Angolo di resistenza al taglio: $29.6 \text{ [}^\circ\text{]}$
Peso secco: $1690 \text{ [daN/m}^3\text{]}$
Peso saturo: $1700 \text{ [daN/m}^3\text{]}$

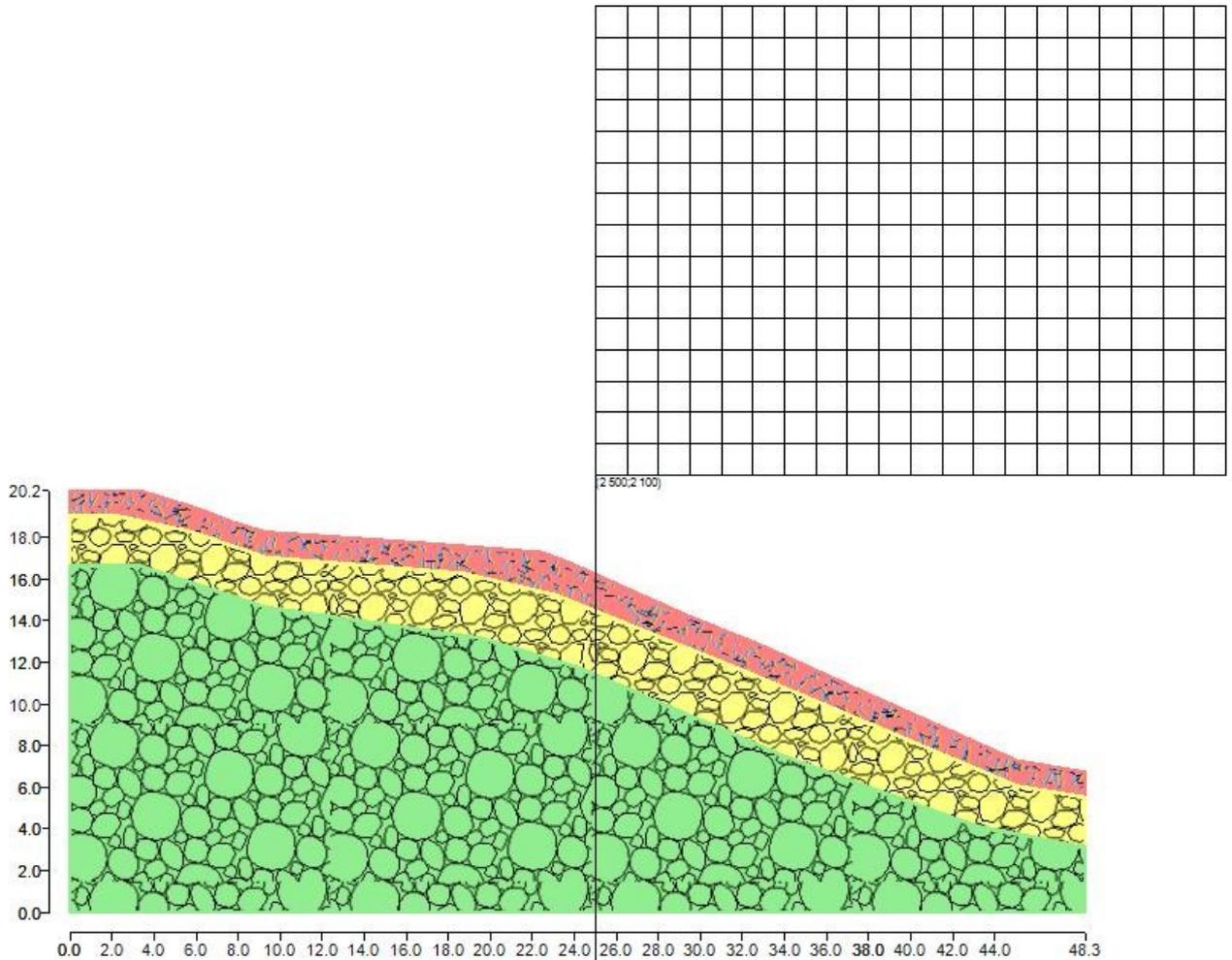
Ghiaia sabbiosa

Coesione: $0.0 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$
Angolo di resistenza al taglio: $33.5 \text{ [}^\circ\text{]}$
Peso secco: $1950 \text{ [daN/m}^3\text{]}$
Peso saturo: $1950 \text{ [daN/m}^3\text{]}$

Ghiaia e ciottoli in matrice limosa

Coesione: $0.0 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$
Angolo di resistenza al taglio: $36.5 \text{ [}^\circ\text{]}$
Peso secco: $2150 \text{ [daN/m}^3\text{]}$
Peso saturo: $2150 \text{ [daN/m}^3\text{]}$

STRATIGRAFIA.



Rappresentazione del pendio.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO.

La normativa utilizzata per quanto riguarda il calcolo statico è:

NTC 2018: Le presenti Norme tecniche per le costruzioni definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

L'approccio progettuale che è stato scelto è l'Approccio 1, la combinazione è la numero 2.

I fattori parziali sono:

- per la coesione: $\gamma_c = 1$
- per la coesione non drenata: $\gamma_{cu} = 1$
- per l'angolo di attrito: $\gamma_\phi = 1$
- per il peso di volume: $\gamma_\gamma = 1$
- per i carichi permanenti: $\gamma_g = 1$
- per i carichi variabili: $\gamma_q = 1$
- per la resistenza globale a taglio: $\gamma_R = 1.2$
- per gli ancoraggi: $\gamma_a = 1.2$, $\xi_a = 1.8$
- per i pali (trasversale): $\gamma_p = 1.6$, $\xi_p = 1.7$
- per le terre rinforzate (sfilamento): $\gamma_{T,po} = 2.5$
- per le terre rinforzate (scorrimento diretto): $\gamma_{T,ds} = 1.5$
- per le terre rinforzate (resistenza a trazione): $\gamma_{T,rt} = 1.5$
- per le opere di sostegno (scorrimento piano di posa): $\gamma_{R,h} = 1$

- per le opere di sostegno (capacità portante piano di posa): $\gamma_{R,v} = 1.2$
- per le opere di sostegno (ribaltamento): $\gamma_{R,o} = 1$

CALCOLO SISMICO.

L'analisi della stabilità del pendio è eseguita in accordo con quanto previsto dalle Nuove Norme Tecniche, ossia si applica un'azione pseudostatica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno parzialmente instabile. Il calcolo è svolto secondo quanto previsto dal paragrafo 7.11.3.5.2 Metodi di analisi.

Il fattore di amplificazione spettrale massima è pari a 2.4521 e l'accelerazione massima orizzontale attesa dal sito è pari a $1.2807 [m/s^2]$.

La categoria di sottosuolo è la categoria B, la categoria topografica è la categoria T4.

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s è ricavato dalla Tabella 7.11.1, e vale 0.24.

Il coefficiente sismico orizzontale ricavato è pari a: 0.053.

GENERAZIONE SUPERFICI DI ROTTURA.

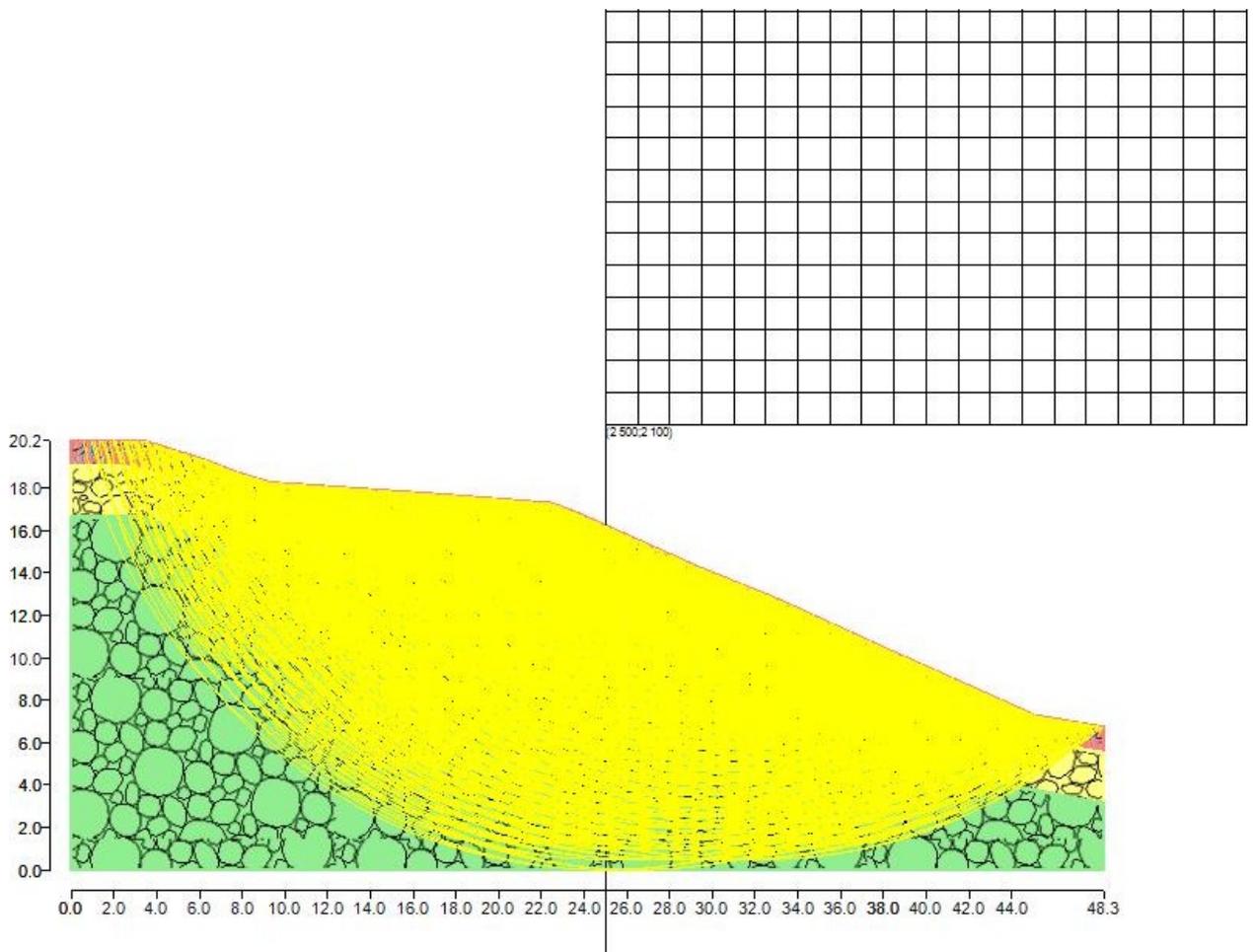
Le superfici di rottura generate sono generiche e hanno forma circolare.

La maglia di centri ha origine nel punto C(25 [m], 21 [m]), in direzione orizzontale ha passo pari a 1.5 [m], in direzione verticale ha passo pari a 1.5 [m].

Il raggio iniziale è pari a 2000 cm, si hanno 1020 [m], si hanno 10 incrementi di 0.5 [m].

Il numero di centri è 336 ed il numero di superfici circolari generate è 1127.

Il numero di strisce è stato stabilito a 50.



Superfici di rottura e maglia centri

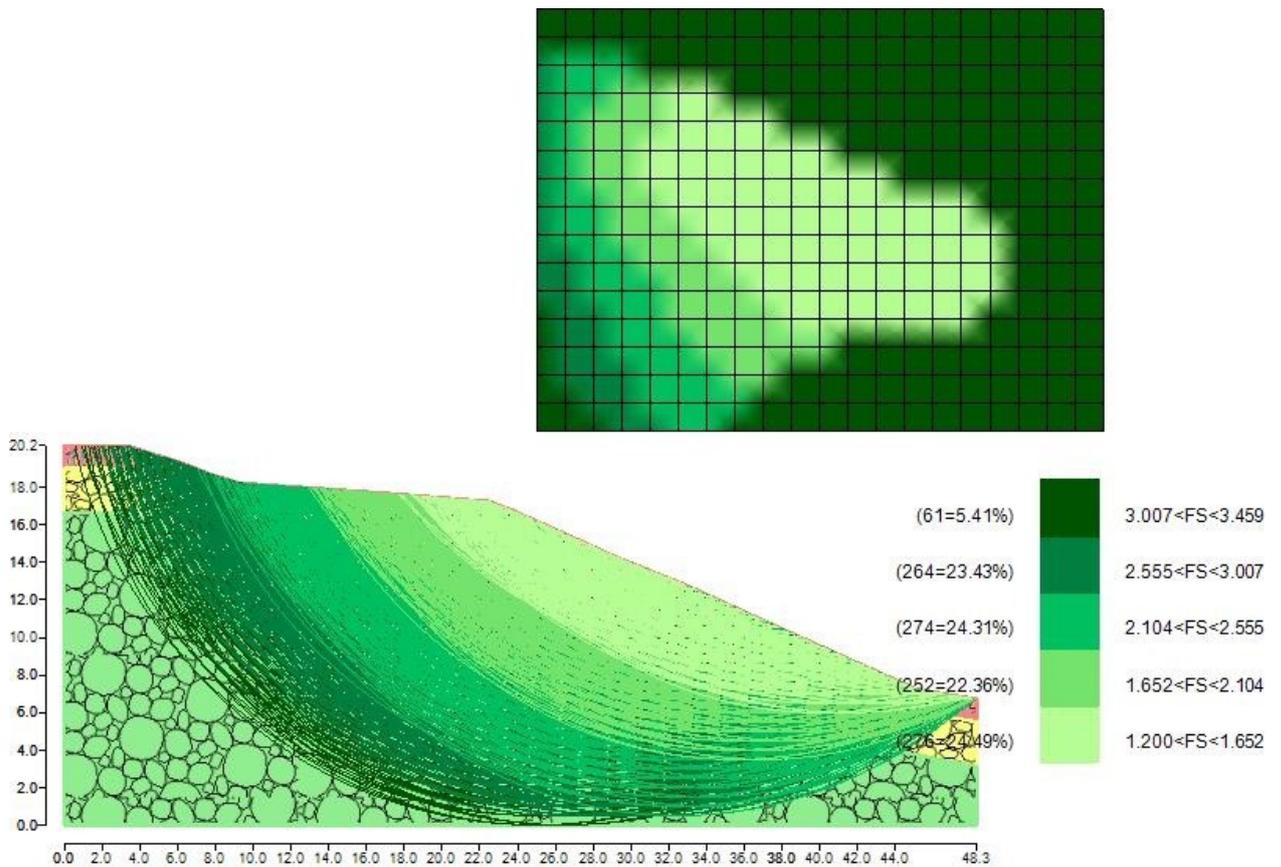
La tolleranza è stata fissata a 0.001.
 In fase di calcolo sono stati attivati:
 - sisma

METODI UTILIZZATI NEL CALCOLO.

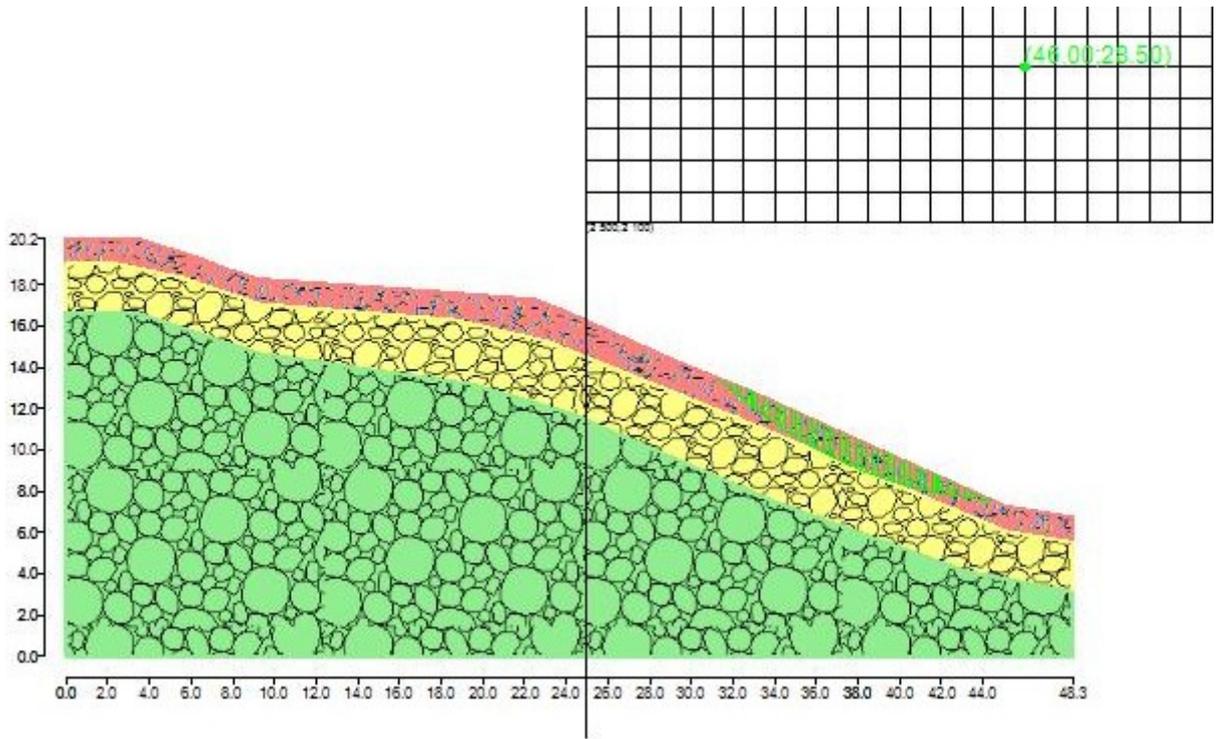
Metodo di FELLENIUS (1927)

Metodo valido per superfici di scorrimento di forma qualsiasi. Per ciascuna striscia si fa l'equilibrio alla traslazione in direzione normale alla base, l'ipotesi semplificativa consiste nel trascurate le forze di interstriscia ($E = X = 0$). Il calcolo tiene conto della falda, dei carichi, degli interventi e del sisma.

Il fattore di sicurezza critico è **1.287 (>1.200)**, si ha in corrispondenza del centro numero 230 e della superficie numero 2. Le coordinate del centro sono: C (46 [m] ,28.5 [m]). Il raggio della superficie critica è pari a 21 [m].

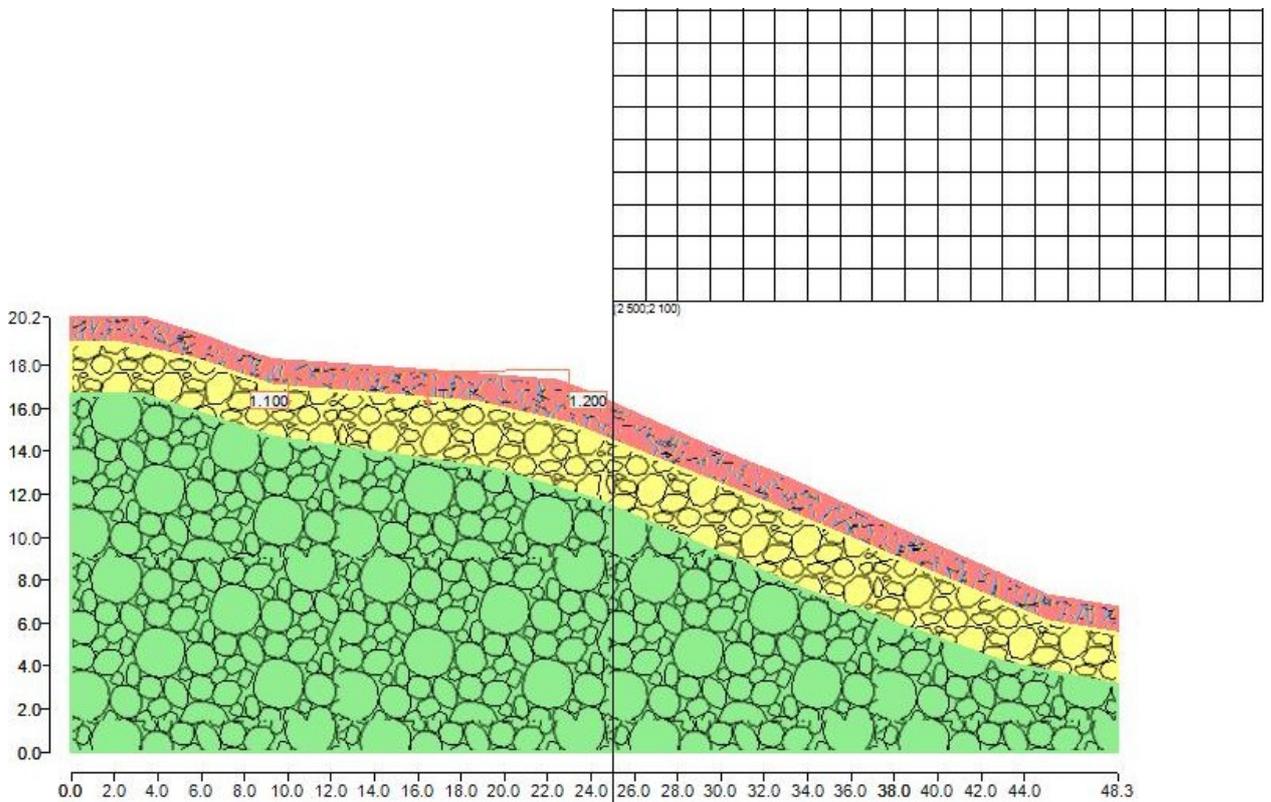


Mappa colorata delle superfici di rottura e della maglia centri



Suddivisione in strisce della superficie di rottura critica

7.2 Modello con carico distribuito (edificio fondazione platea)



Rappresentazione del pendio.

CARICHI INSERITI.

E' stato inserito un carico, le cui caratteristiche sono riportate di seguito.

Edificio

Carico distribuito, permanente, avente direzione verticale.

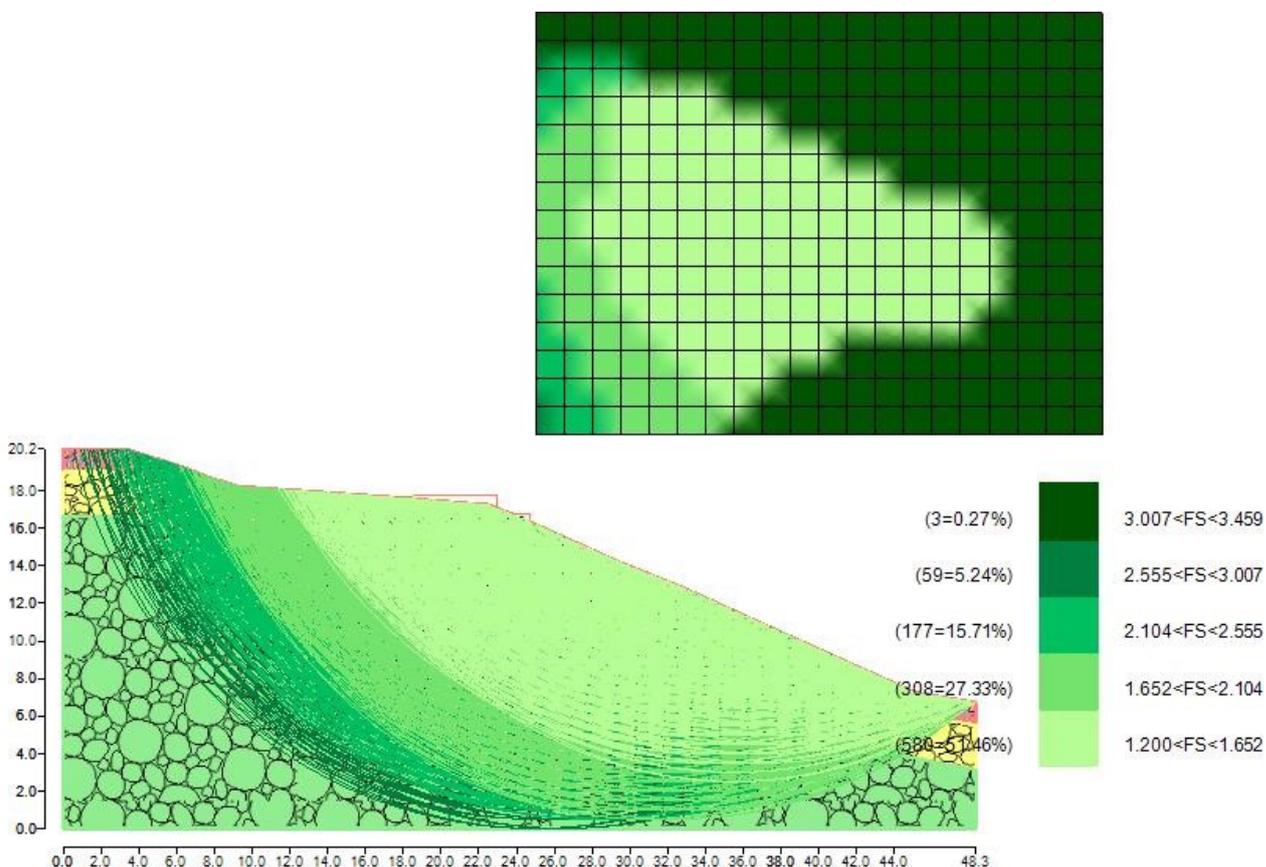
L'intensità iniziale del carico è pari a 1.1 [daN/cm²] e quella finale è pari a 1.2 [daN/cm²]. Il suo punto di applicazione iniziale ha ascissa pari a 10 [m] ed ordinata pari a 16 [m], mentre il punto finale ha ascissa pari a 23 [m] ed ordinata pari a 16 [m].

METODI UTILIZZATI NEL CALCOLO.

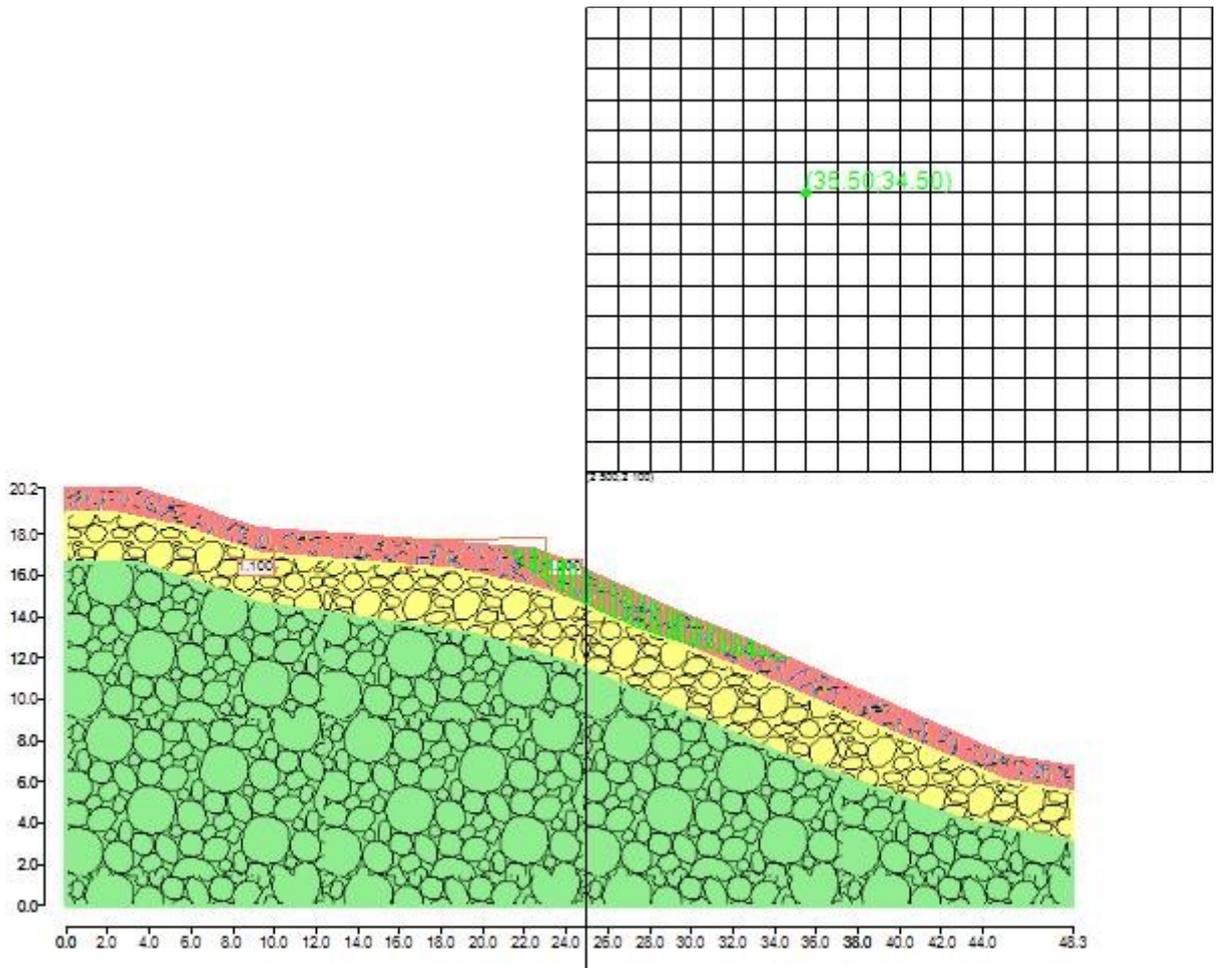
Metodo di FELLENIUS (1927)

Metodo valido per superfici di scorrimento di forma qualsiasi. Per ciascuna striscia si fa l'equilibrio alla traslazione in direzione normale alla base, l'ipotesi semplificativa consiste nel trascurate le forze di interstriscia ($E = X = 0$). Il calcolo tiene conto della falda, dei carichi, degli interventi e del sisma.

Il fattore di sicurezza critico è **1.218 (>1.200)**, si ha in corrispondenza del centro numero 122 e della superficie numero 3. Le coordinate del centro sono: C (35.5 [m] ,34.5 [m]). Il raggio della superficie critica è pari a 22.5 [m].

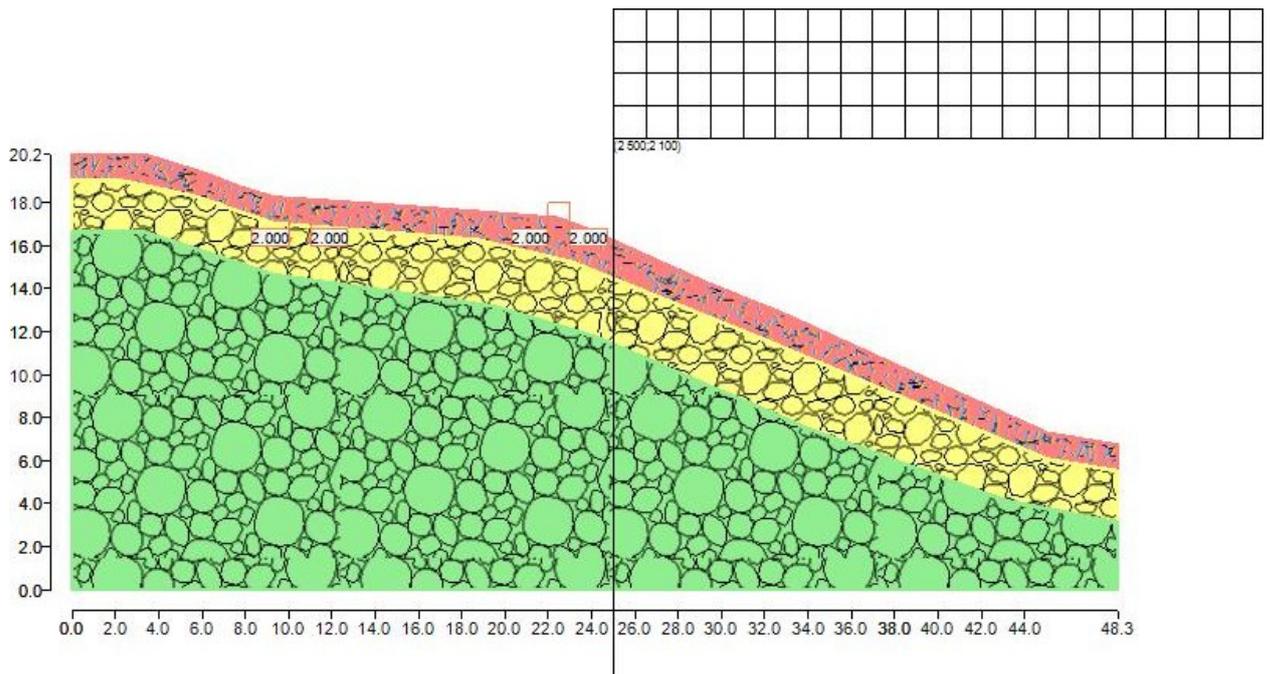


Mappa colorata delle superfici di rottura e della maglia centri



Suddivisione in strisce della superficie di rottura critica

7.3 Modello con carico concentrato (edificio fondazione continua)



Rappresentazione del pendio.

CARICHI INSERITI.

Sono stati inseriti 2 carichi, le cui caratteristiche sono riportate di seguito.

Trave 1

Carico distribuito, permanente, avente direzione verticale.

L'intensità iniziale del carico è pari a 2 [daN/cm²] e quella finale è pari a 2 [daN/cm²]. Il suo punto di applicazione iniziale ha ascissa pari a 22 [m] ed ordinata pari a 16 [m], mentre il punto finale ha ascissa pari a 23 [m] ed ordinata pari a 16 [m].

Trave 2

Carico distribuito, permanente, avente direzione verticale.

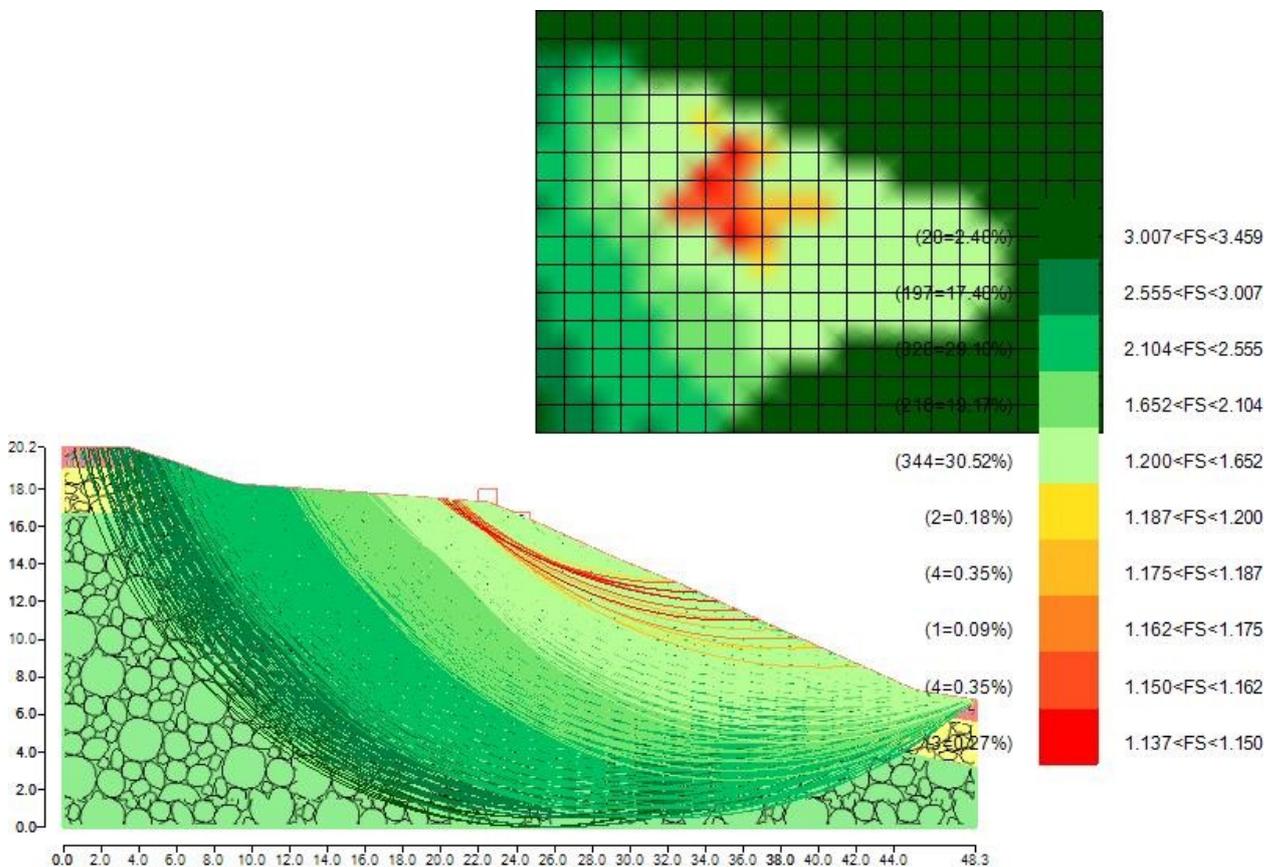
L'intensità iniziale del carico è pari a 2 [daN/cm²] e quella finale è pari a 2 [daN/cm²]. Il suo punto di applicazione iniziale ha ascissa pari a 10 [m] ed ordinata pari a 16 [m], mentre il punto finale ha ascissa pari a 11 [m] ed ordinata pari a 16 [m].

METODI UTILIZZATI NEL CALCOLO.

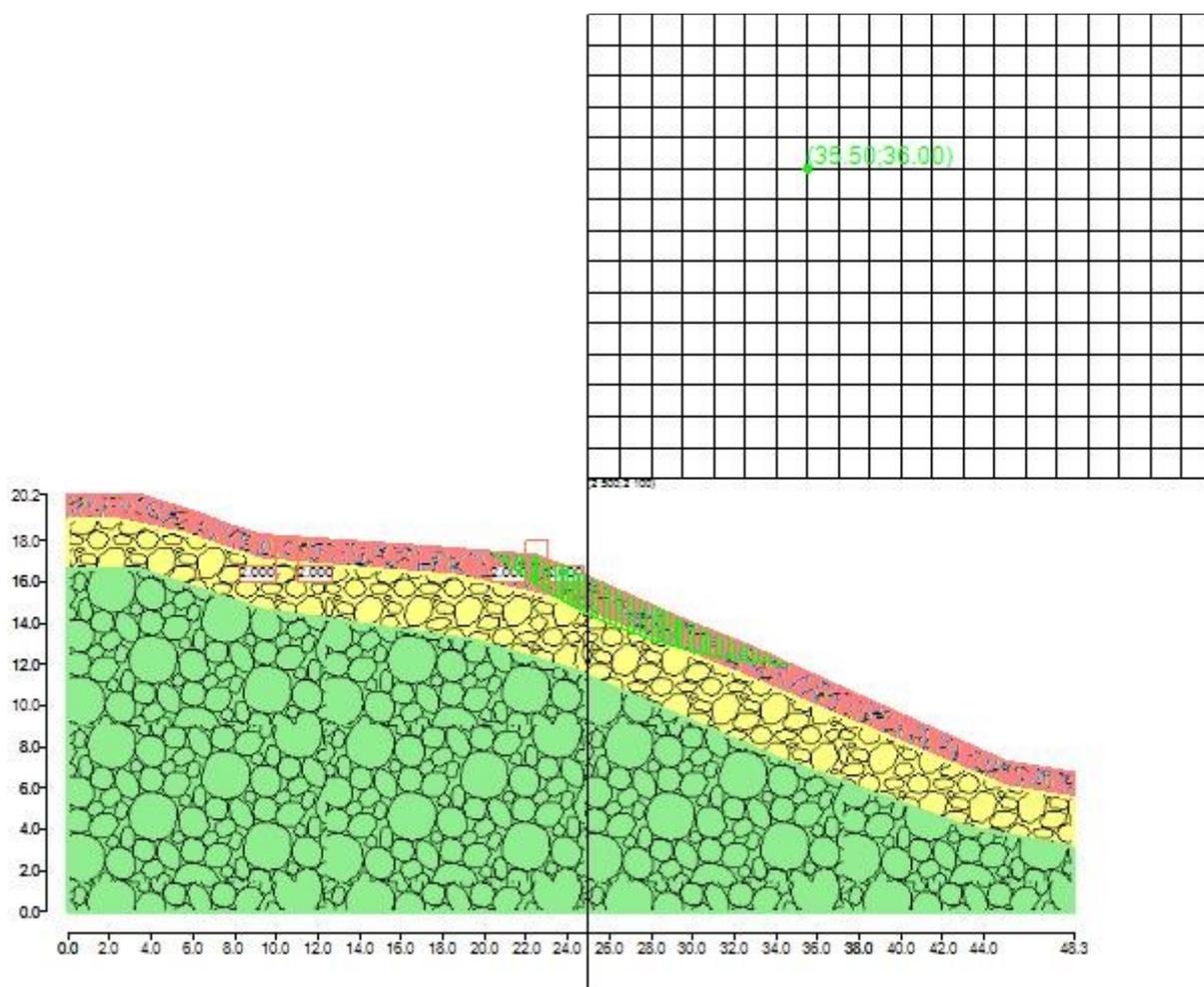
Metodo di FELLENIUS (1927)

Metodo valido per superfici di scorrimento di forma qualsiasi. Per ciascuna striscia si fa l'equilibrio alla traslazione in direzione normale alla base, l'ipotesi semplificativa consiste nel trascurare le forze di interstriscia ($E = X = 0$). Il calcolo tiene conto della falda, dei carichi, degli interventi e del sisma.

Il fattore di sicurezza critico è **1.137 (<1.200)**, si ha in corrispondenza del centro numero 123 e della superficie numero 3. Le coordinate del centro sono: C (35.5 [m] ,36 [m]). Il raggio della superficie critica è pari a 24 [m].



Mappa colorata delle superfici di rottura e della maglia centri



Suddivisione in strisce della superficie di rottura critica

Le elaborazioni mostrano che carichi distribuiti su tutta la superficie del pianoro inducono contenute variazioni del fattore di sicurezza relativo alla stabilità globale del versante. Carichi concentrati in prossimità del ciglio del pendio inducono invece una sensibile diminuzione del fattore di sicurezza.

8. INDICAZIONI GEOTECNICHE PROGETTUALI

I terreni presenti in sito sono costituiti da depositi di copertura sabbioso limosi dello spessore di circa 1,2 m dalle caratteristiche geotecniche mediocri. Segue uno strato di detrito ghiaioso sabbioso dello spessore di 2,4 m dalle caratteristiche geotecniche buone ed infine depositi morenici compatti e localmente cementati. Nella vicina incisione valliva è visibile in affioramento anche il substrato roccioso, che le indagini sismiche individuano a circa 7,5 m dal p.c. nel sito indagato. Tenendo presente la natura puntuale delle indagini eseguite, non si può escludere che lo scavo per il piano interrato vada ad intercettare localmente anche il substrato roccioso o porzioni di depositi morenici cementati.

La stratigrafia si evince, oltre che dalle prove penetrometriche realizzate, anche dall'indagine sismica eseguita in sito.

I parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione sono:

φ (angolo di attrito)	33,5°
γ (peso di volume)	1.95 t/mc

Si sono eseguiti i calcoli relativamente a delle fondazioni a platea (di dimensioni 8,5 x 17 m), poggianti ad una profondità di 2 m dal p.c. (**altezza di incastro 0.3 m**).

Data la posizione dell'edificio, sul terrazzo di un versante con pendenza elevata, altre tipologie di fondazione potrebbero portare a cedimenti differenziali della struttura. Un carico distribuito sul pianoro è inoltre una soluzione migliore rispetto ad un carico puntuale posizionato in prossimità del ciglio del versante, che potrebbe indurre fenomeni di instabilità, come evidenziato anche dalle analisi di stabilità globale del versante.

La capacità portante è stata verificata utilizzando il metodo proposto dalle NTC 2018 e la seguente tabella riassume i risultati ottenuti.

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3					
*	Brinch - Hansen 1970	5.78	1.11	5.21	0.85
SISMA					
	Brinch - Hansen 1970	4.19	1.11	3.77	

Il progettista delle strutture dovrà rispettare la condizione

$$Ed = Rd$$

con i valori riportati nelle precedenti tabelle, dove Ed è il valore di progetto dell'azione sulle combinazioni di carico (struttura), Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

I cedimenti risultano inferiori a 25 mm con i carichi di progetto riportati nelle precedenti tabelle. Dovrà comunque essere valutato dal progettista se i cedimenti calcolati siano compatibili con la struttura in progetto ed in particolare se potranno indurre alterazioni all'aspetto esterno e interno degli edifici, alla funzionalità delle opere o indurre danni agli elementi strutturali.

Particolare attenzione dovrà essere data alla progettazione delle fondazioni delle piscine, in quanto la posizione, in corrispondenza del dirupo esistente con pendenza prossima ai 40° e con terreni poco consistenti superficiali, potrà portare al ribaltamento delle strutture. Le fondazioni delle piscine dovranno essere collegate alle fondazioni del piano interrato ed alla struttura dell'edificio.

Le scelte progettuali ed i criteri realizzativi dovranno essere finalizzati a garantire, in ogni caso, la stabilità dei luoghi, l'esecuzione dei lavori in condizioni di sicurezza, la verifica della pressione limite e delle resistenze dei terreni di fondazione anche in funzione dei cedimenti previsti in fase d'esercizio, nonché la compatibilità con l'assetto idrogeologico ed idrografico del territorio.

In nessun caso i valori stimati (sia per le resistenze che per i cedimenti) potranno essere utilizzati per fondazioni poggianti su materiali di riporto o su livelli o lenti di materiali a caratteristiche geotecniche particolarmente scadenti o in presenza di terreno rimaneggiato dalle operazioni di scavo e/o di fenomeni di ristagno d'acqua al piano di posa.

Si rammenta che i parametri geotecnici interpretativi sono stati elaborati sulla base di dati puntuali, riscontrati direttamente dalle prove penetrometriche. Non si possono escludere però eventuali variazioni laterali sia della litologia sia dello spessore e delle profondità degli strati di terreno che si potrebbero rinvenire in fase di scavo.

La falda, in data 28/11/2023, non è stata incontrata durante le fasi di indagine, fino alla profondità di 4 m dal p.c.

Il suolo rientra nella categoria sismica B e nella categoria topografica T4.

Data la tipologia della struttura in progetto e la sua funzione, si è stabilita una vita nominale $V_N = 50$ anni e una classe d'uso II.

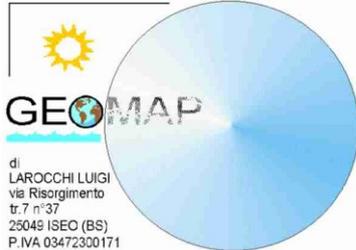
Come riportato in premessa della relazione geologica, l'intervento da realizzare ricade, nella carta del rischio, all'interno della **classe 3B** di fattibilità (fattibilità con consistenti limitazioni), come evidenziato nella Carta della Fattibilità Geologica del P.G.T.

Tenuto conto di quanto sopra relativamente alle Norme di PGT ad oggi vigenti, la relazione è redatta sulla base di tutti i dati geognostici raccolti e con particolare riguardo alla valutazione del Modello Geologico (D.M. 17/01/18) e Geofisico (D.M. 16/01/96, Ord. 3274/2003, Ord. 3519/2006, D.M. 14/01/08, D.G.R. 9/2616/2011 e D.G.R 10/5001/2016) del sito di progetto ed alla verifica della compatibilità dell'intervento con le normative vigenti ed all'individuazione di eventuali prescrizioni/interventi necessarie per la sua realizzazione.

L'intervento di progetto, se eseguito secondo le prescrizioni del presente studio, risulta compatibile con la Classe di Fattibilità Geologica individuata e con le Normative di Vincolo Geologico e di Pericolosità Sismica vigenti.

Rimango a disposizione per ogni eventuale chiarimento.

Iseo, novembre 2023



dott. geol. Luigi Larocchi

n. 1172 o.g.l.



Sede legale ed amministrativa 44047 S. Agostino (Ferrara) 84, via Matteotti Tel. e fax 0532 - 84392
 Produzione 44047 S. Agostino (Ferrara) 86, via Facchini Tel. e fax 0532 - 350064
 Servizio consulenze 45100 Rovigo 9, via Porta a mare Tel. e fax 0425 - 490494
 Indirizzo Internet: <http://www.deepdrill.it> - email: servcons@deepdrill.it

PENETROMETRICI DINAMICI IN USO

<i>Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici</i>		
Tipo	Sigla di riferimento	Peso Massa Batt. M (Kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 \leq M \leq 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M \leq 60$
Superpesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : DPH 5050

PESO MASSA BATTENTE	M = 50,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,50 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 18,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 43,70 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 15,00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 0,90 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 4,83 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,70 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 5,56 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta t = Q/Qspt = 0,710$ (teoricamente : Nspt = βt N)

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

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

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
 e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
 P = peso totale aste e sistema battuta

S. Agostino, Gennaio 2004

Deep Drill S.r.l.

l' Amministratore
 - Gino Ballotta -

44047 S. AGOSTINO (FE) -
 Via Matteotti, 84 - Tel. e Fax 0532/84392
 Via E. Facchini, 86 - Telefono 0532/350064
 Trib. FE n° 225 - C.C.I.A.A. FE n° 10779
 C.F. e P.IVA 00565770365

GeoMap di Luigi Larocchi o.g.l. 1172
Via Torniture n°1
25040 - Corte Franca (BS)
Tel. 3402823507 e-mail: luigi.larocchi@libero.it



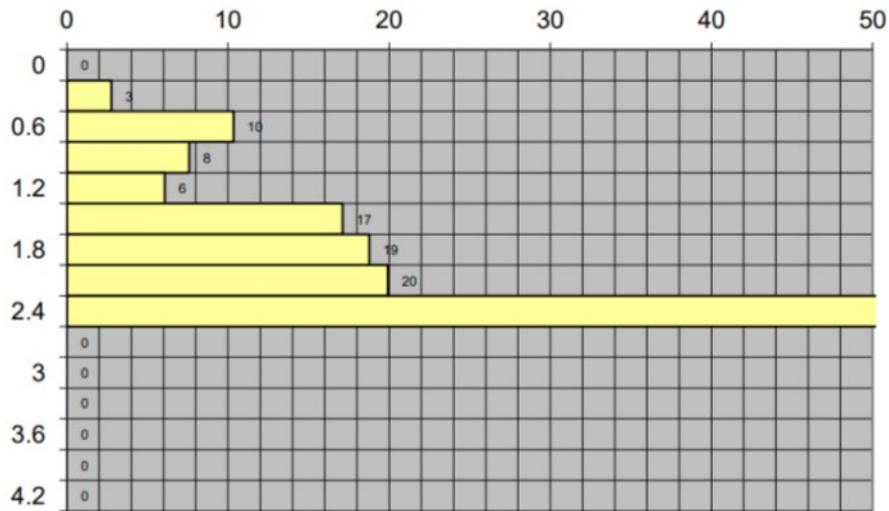
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Diagramma numero di colpi punta

n°1

Committente: Danesi Partnership srl
Lavoro: Nuovo edificio residenziale
Località: Sale Marasino (BS)

Indirizzo: Via Soleville
Data: 28/11/2023
Quota: 235 m s.l.m.
note: Profondità falda: n.r.

N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm



GeoMap di Luigi Larocchi o.g.l. 1172
Via Torniture n°1
25040 - Corte Franca (BS)
Tel. 3402823507 e-mail: luigi.larocchi@libero.it



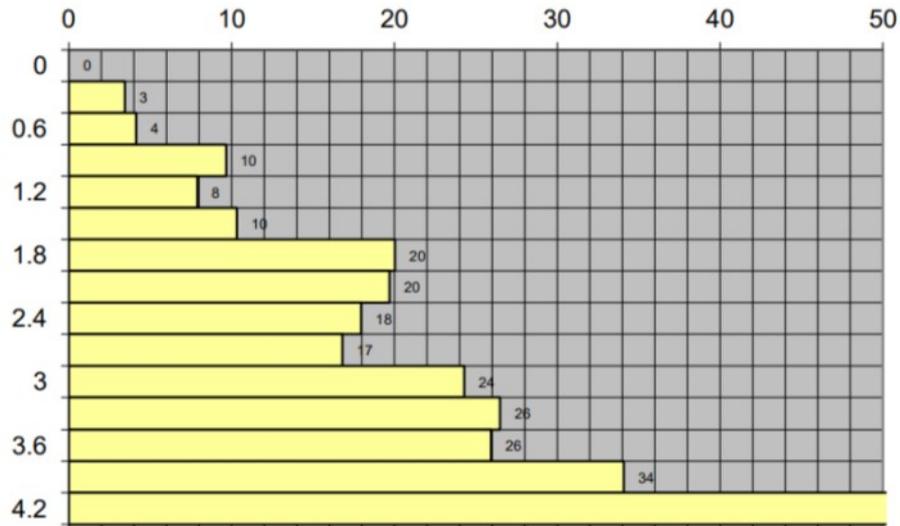
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Diagramma numero di colpi punta

n°2

Committente: Danesi Partnership srl
Lavoro: Nuovo edificio residenziale
Località: Sale Marasino (BS)

Indirizzo: Via Soleville
Data: 28/11/2023
Quota: 235 m s.l.m.
note: Profondità falda: n.r.

N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm



GeoMap di Luigi Larocchi o.g.l. 1172
Via Torniture n°1
25040 - Corte Franca (BS)
Tel. 3402823507 e-mail: luigi.larocchi@libero.it



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Diagramma numero di colpi punta

n°3

Committente: Danesi Partnership srl
Lavoro: Nuovo edificio residenziale
Località: Sale Marasino (BS)

Indirizzo: Via Soleville
Data: 28/11/2023
Quota: 235 m s.l.m.
note: Profondità falda: n.r.

N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm

