

COMUNE DI SALE MARASINO  
PROVINCIA DI BRESCIA



Piano Attuativo denominato "LakeView"  
Comune di Sale Marasino (BS) -località Presso-Via Presso

ALLEGATO I-tris

**Relazione Geologica, Geotecnica  
e Sismica**

Villa d'Ogna, Giugno 2023 – Agg. Febbraio 2024 – Aggiornamento Settembre 2024

IL TECNICO  
(Ing. Stefano Messa)

IL PROPONENTE  
(G.P. & F. S.r.l.)

-----

**Il Progettista:**

Ing. Stefano Messa

Via B.Colleoni n° 146 – 24020 – Villa d'Ogna (BG) - Tel. 346.140.88.83

**COMUNE DI SALE MARASINO**

PROVINCIA DI BRESCIA

COMMITTENTE

**GP & F. srl**

**PIANO ATTUATIVO DENOMINATO "LAKEVIEW"**

**ALLEGATO I**

**CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E  
SISMICA AI SENSI DELLA LR 12/2005  
(DGR IX/2616/2011) E DEL DM 17 GENNAIO 2018**

Emissione. Dicembre 2022

Revisione: Giugno 2023

Revisione: Gennaio 2024

Revisione: Settembre 2024

**ERA**

Via Promessi Sposi 24 b – 24127 Bergamo (BG)  
Email mail4info@era.cc – Tel/Fax +39 035.265.2801

*RESPONSABILE DELLE PRESTAZIONI*

Geol. **Umberto Locati**



**INDICE**

1.	PREMESSA .....	3
2.	CARATTERISTICHE SINTETICHE DEL PROGETTO .....	8
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA .....	10
3.1	Inquadramento tettonico – geostrutturale.....	10
3.2	Inquadramento geologico.....	12
3.3	Inquadramento idrogeologico .....	14
3.4	Considerazioni di dettaglio.....	15
4.	MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO .....	19
4.1	Generalità.....	19
4.2	Inquadramento sismico (accelerazione sismica di base).....	20
4.3	Vita di riferimento.....	22
4.4	Aspetti metodologici.....	26
4.4.1	Amplificazione litologica.....	26
4.4.2	Amplificazione morfologica.....	29
4.5	Verifiche sitospecifiche .....	29
4.5.1	Amplificazione litologica .....	29
4.5.1.1	Indagini di riferimento .....	30
4.5.1.1.1	Metodologia di indagine HVSR .....	30
4.5.1.1.1.1	Strumentazione .....	32
4.5.1.1.1.2	Restituzione dei risultati .....	32
4.5.1.2	Risultati .....	32
4.5.2	Amplificazione morfologica.....	34
4.6	Valutazioni complessive.....	35
4.7	Liquefazione del terreno .....	36
5.	ELEMENTI GEOGNOSTICI E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA .....	38
5.1	Elementi generali relativi all'intervento.....	38
5.2	Indagini disponibili.....	39
5.2.1	Prove penetrometriche .....	39
5.2.1.1	Modalità esecutive – prove penetrometriche dinamiche.....	39
5.3	Parametrizzazione geotecnica .....	40
5.3.1	Correlazione $N_{DPSH}$ con $N_{SPT}$ (prove penetrometriche).....	40
5.3.1.1	Metodologia di elaborazione .....	41
5.3.1.2	Elaborazione Statistica .....	42
5.3.2	Caratteristiche geotecniche dei terreni .....	43
5.3.3	Correlazioni impiegate .....	44
5.4	Profilo geotecnico .....	45
5.5	Parametri geotecnici caratteristici.....	46
6.	VALUTAZIONI SULLA RESISTENZA DEL TERRENO .....	49
6.1	Generalità, azioni e parametri geotecnici di progetto .....	49
6.2	Modalità di calcolo resistenza per fondazioni su terreni sciolti.....	54
6.2.1	Calcolo della resistenza del terreno .....	55
6.2.2	Determinazione delle caratteristiche geotecniche dello strato equivalente.....	57
6.2.3	Caso di terreno con presenza di falda .....	57
6.2.4	Effetto sismico .....	58
6.2.5	Cedimenti.....	58
6.2.6	Costante di Winkler .....	60
6.3	Resistenza del terreno per fondazioni in depositi glaciali.....	61
6.3.1	Fondazione nastriforme .....	61
6.3.2	Fondazione isolata .....	63
6.4	Resistenza del terreno per fondazioni non in depositi glaciali .....	66
6.4.1	Fondazione nastriforme .....	66
6.4.2	Fondazione isolata .....	69
7.	REALIZZAZIONE DI SCAVI E RIPORTI .....	73
8.	SINTESI E RACCOMANDAZIONI .....	75
	APPENDICE A.....	80
	Indagini sismiche di riferimento .....	80

HVSR 1 .....	80
HVSR 2 .....	82
APPENDICE B.....	84
Prove penetrometriche.....	84



Gestione dei diritti (Rights Management)

CC – BY – NC – SA

REVISIONE	DATA	OGGETTO
00	Dic. 2022	Emissione
01	Giugno 2023	Revisione
02	Gennaio 2024	Revisione per adeguamento previsioni progettuali
03	Sett. 2024	Revisione per adeguamento previsioni progettuali

Estratto da metadata standard ISO15836 / Dublin Core (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/3.0/>)

Il presente documento è costituito da 86 pagine.

Le leggi e le altre normative menzionate in questo documento ed eventuali allegati sono fornite al solo scopo informativo ed elaborate per un inquadramento tecnico dell'incarico; non costituiscono in alcun modo parere o raccomandazione legale.

Il consulente risponde unicamente sulla rispondenza del presente documento agli obiettivi descritti in premessa e/o meglio precisati nell'atto di affidamento dell'incarico. La responsabilità per l'utilizzo delle valutazioni / dati contenuti nel presente documento per qualsiasi altra finalità, ricade esclusivamente sull'utilizzatore dei dati stessi; pertanto non si assume alcuna responsabilità per eventuali danni sofferti, risultanti da decisioni intraprese e/o azioni eseguite da terze parti sulla base dei contenuti del presente documento ed eventuali allegati.

Le valutazioni riportate nel presente documento sono basate su informazioni acquisite o disponibili in conseguenza dell'affidamento dell'incarico e sono condizionate dai limiti imposti dalla tipologia e dalla consistenza dei dati utilizzabili, dalle risorse disponibili, nonché dal programma di lavoro concordato.

## 1 PREMESSA

Nel presente documento, redatto per conto della società GP & F. srl, è fornita la caratterizzazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e geotecnica di un'area ubicata in località Presso ove è previsto un piano attuativo con destinazione residenziale.

La collocazione dell'area in cui sono previsti gli interventi è evidenziata in Figura 1.

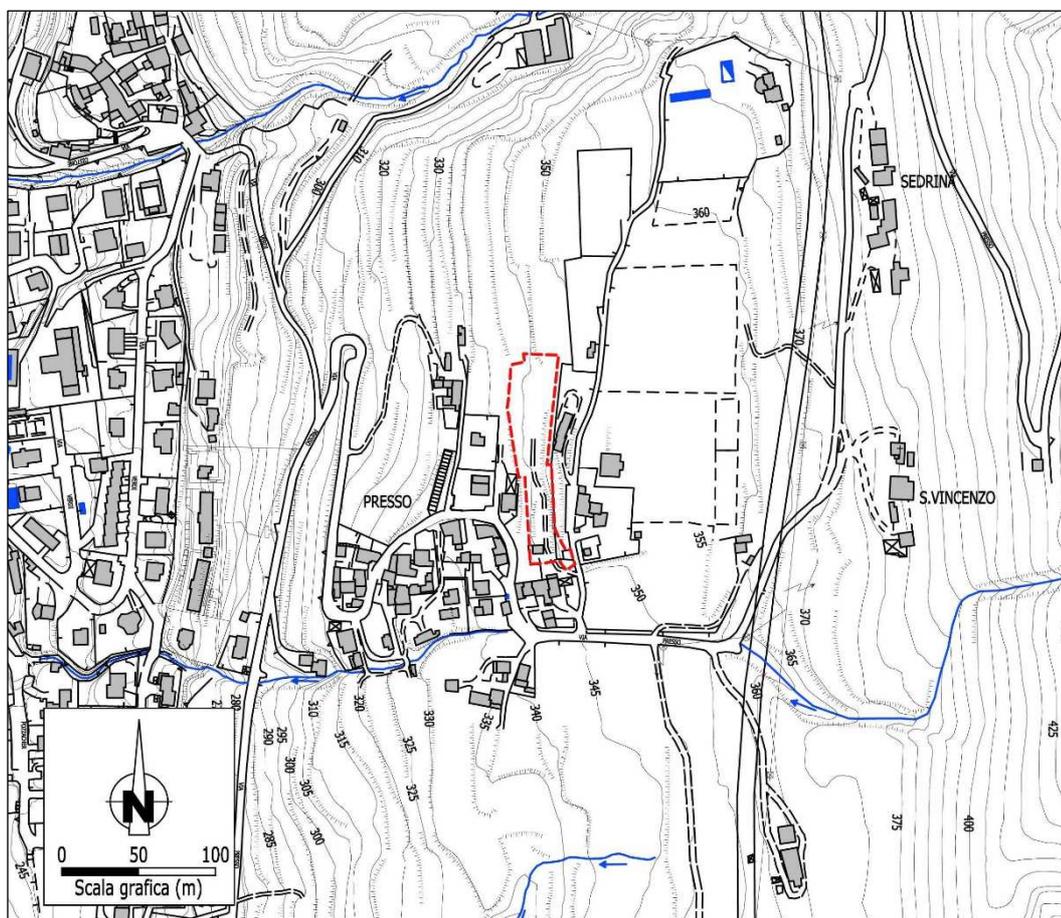


Figura 1: Ubicazione dell'area sulla Carta Tecnica (riproduzione in scala 1:5.000).

Dal punto di vista normativo, gli approfondimenti contenuti nel presente documento sono realizzati ai sensi della LR 12/2005 e relativi criteri attuativi (DGR IX/2616/2011), nonché ai sensi del DM 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (in seguito NTC18) e della Circolare 7 del 21 gennaio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle 'Norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (in seguito Circolare 7/2019); oltre a ciò si fa riferimento alla DGR X/5001/2016 relativamente agli aspetti di amplificazione sismica locale.

Il comune di Sale Marasino è dotato di componente geologica del PGT redatta ai sensi della LR 12/2005 ed i relativi criteri attuativi (rif. alla DGR VIII/7374/2008 antecedente alla vigente DGR IX/2616/2011). Nello studio geologico la zonazione della fattibilità è stata fatta per l'intero territorio comunale; nell'ambito della zona

di intervento, come evidenziato in Figura 2, le aree ricadono in gran parte in classe di fattibilità 3 (fattibilità con consistenti limitazioni) che, come desunto dalla cartografia di sintesi, è correlato a pericolosità indotta dall'acclività del versante e alla presenza di depositi morenici e/o colluviali; a tali elementi di pericolosità, nella parte meridionale si aggiungono i vincoli relativi alla fascia di rispetto di una sorgente asservita ad utilizzi idropotabili.

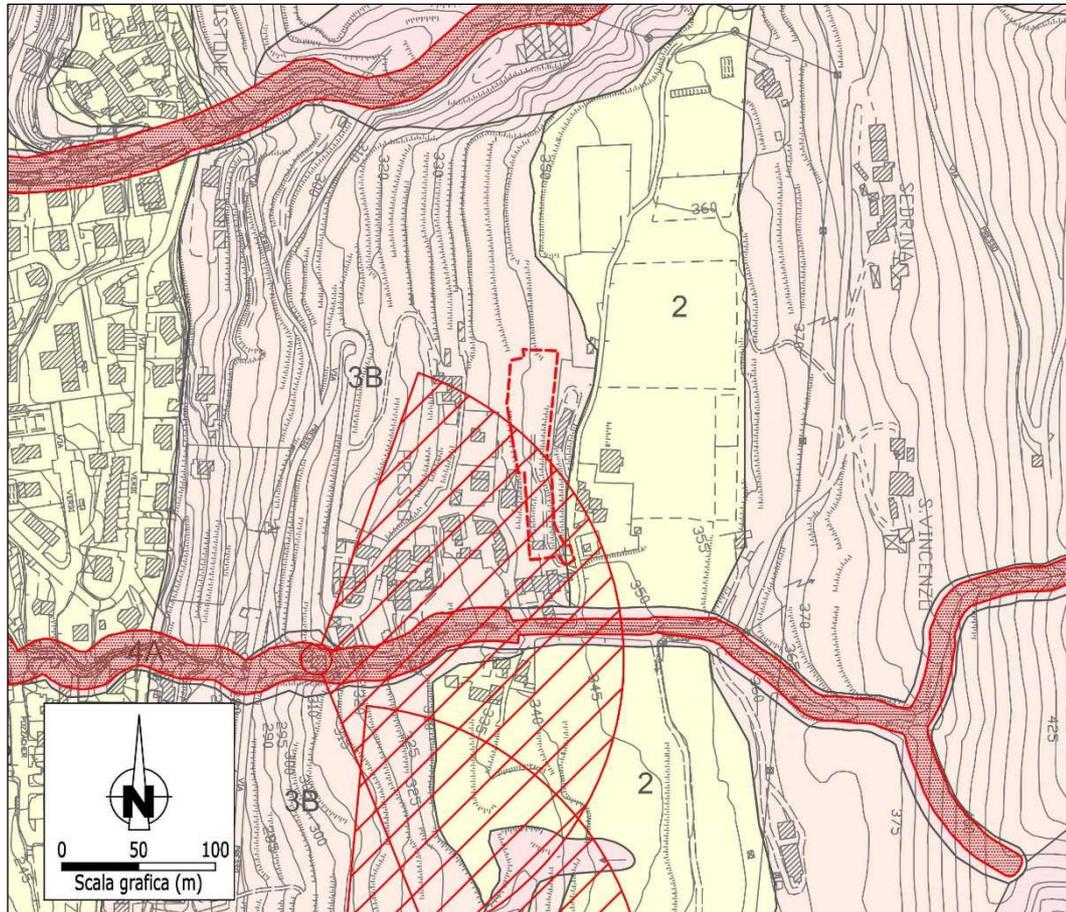


Figura 2: Estratto dalla carta di fattibilità riportata nella componente geologica del PGT (riproduzione in scala 1:4.000). Campiture / soprassegni di colore: rosso / fattibilità 4, arancio / fattibilità 3, giallo / fattibilità 2 e nessuna campitura / fattibilità 1.

Nell'ambito della predisposizione del PGT, quando si è provveduto ad aggiornare la componente geologica correlata alla pianificazione comunale, si è introdotto anche l'aspetto della pericolosità sismica (analisi di I° e II° livello). Nella cartografia di PSL di I° livello sono indicati per l'area scenari di pericolosità sismica Z4c "Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (comprese le coltri löessiche)"; le successive valutazioni di II° livello (peraltro basate su indagini prossime all'area di intervento) hanno escluso possibili fenomeni locali di amplificazione sismica.

Nell'ambito dello studio geologico è presente il quadro del dissesto con legenda uniformata PAI di cui all'Elaborato 2 (per il comune vige il quadro dei dissesti aggiornato) e normato dal Titolo I delle Nda del PAI: nell'area di intervento non sono segnalati dissesti ricompresi nel PAI (si veda Figura 3).

Integrando / sovrapponendosi alle previsioni dell'Elaborato 2 del PAI, vi sono le

previsioni del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del distretto idrografico padano (in seguito PGRA), predisposto ai sensi dell'art. 7 della Direttiva 2007/60/CE e dell'art. 7 del d.lgs. 49/2010, approvato con deliberazione 2/2016 da parte del Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino del Fiume Po e successivamente dal Presidente del Consiglio dei Ministri con DPCM 27 ottobre 2016.

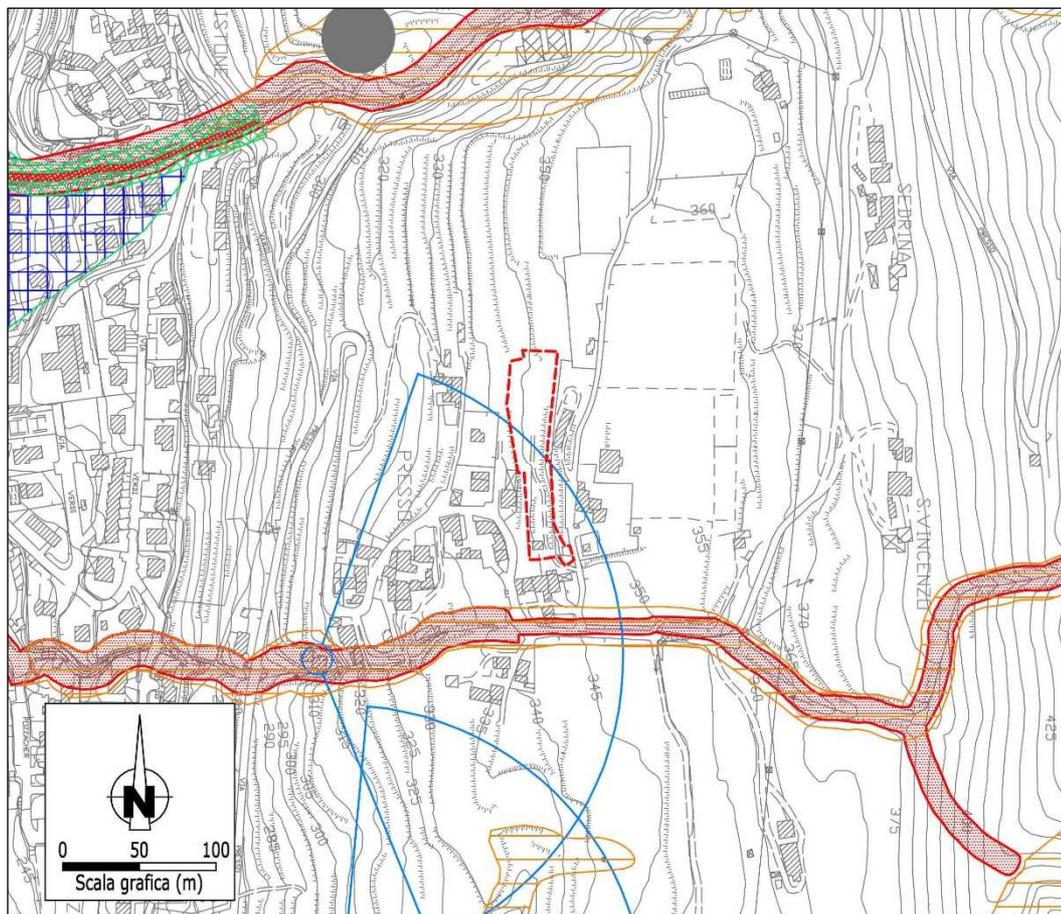


Figura 3: Stralcio della cartografia dei vincoli di natura prettamente geologica contenuta nella componente geologica del PGT (riproduzione in scala 1:5.000).

L'ambito territoriale di riferimento è quello corrispondente alla parte disciplinata dal Titolo V delle NdA del PAI relativamente al Reticolo Secondario Collinare e Montano; le aree allagabili presenti nelle mappe del PGRA per l'ambito del Reticolo secondario corrispondono in gran parte alle aree già classificate come Ee, Eb, Em, Ca, Cp, Cn nell'Elaborato 2 del PAI aggiornato dai Comuni tramite la procedura di cui all'art. 18 delle NdA del PAI; la classificazione di tali aree PAI entro il PGRA avviene con la seguente logica: Ee e Ca → P3/H, Eb e Cp → P2/m e Em e Cn → P1/L.

Nell'areale di intervento non è presente alcuna area classificata nel PGRA.

Le indagini contemplate dalla DGR IX/2616/2011 prevedono di verificare preventivamente, in dettaglio e sotto il profilo geologico, che la trasformazione d'uso del suolo avvenga in sicurezza e che tale trasformazione d'uso non sia di pregiudizio per l'incolumità di cose e persone terze (anche a seguito di prescrizioni): pertanto viene verificata la compatibilità delle opere in progetto con l'assetto geologico – geomorfologico della zona (*tali valutazioni ricomprendono implicitamente anche la*

*compatibilità con la zonazione operata dal PAI / PGRA).*

Relativamente alle caratteristiche geologiche delle aree coinvolte dell'intervento, anche mediante l'attuazione degli approfondimenti previsti dalla DGR IX/2616/2011, il presente documento risponde ai dettami della sezione 6.2.1 delle NTC18 (caratterizzazione e modellazione geologica del sito) ed analogo punto della Circolare 7/2019. Al riguardo si veda il § 3; per dare organicità al documento e per evitare una duplicazione delle informazioni, alcuni elementi propri della relazione geologica sono contenuti nelle sezioni successive alla 3 (es. sezioni 4 e 5).

Oltre alle preventive valutazioni di natura geologica (contemplate dalla DGR IX/2616/2011 e dalla sezione 6.2.1 delle NTC18) e geotecniche (contemplate dal punto 6.2.2 delle NTC18), si sono effettuate le valutazioni di risposta sismica del sito (ex OPCM 3274/2003) previste dalla sezione 7.11.3 delle NTC18 e meglio dettagliate al punto 10.1 della Circolare 7/2019 applicativa delle NTC (si veda il § 4).

Sulla base della caratterizzazione geologica e di risposta sismica del sito, nonché delle informazioni progettuali contenute nel § 2, si è proceduto alla definizione geotecnica del terreno e/o geomeccanica delle rocce prevista al punto 6.2.2 delle NTC18 e meglio dettagliata alla sezione 6.2.2.5 della Circolare 7/2019 (relazione geotecnica); al riguardo si veda il § 5 e il § 6 (il § 6 può risultare a carattere preliminare se l'incidenza delle azioni variabili sia inferiore dall'ordine di grandezza individuato al § 6 o se il progettista geotecnico / strutturista reputi necessari ed ulteriori approfondimenti in fase esecutiva / realizzativa, anche in ossequio al "metodo osservazionale" di cui al paragrafo 6, punto 6.2.2 delle NTC18).

Rispetto alla classificazione di cui alla DGR X/5001/2016, il presente documento contiene gli elementi previsti dai documenti R3 (relazione geologica prevista dal Parte 1, punto 4 della DGR IX/2616/2011), R1 (relazione geologica prevista al punto 6.2.1 delle NTC18) e R2 (relazione geotecnica prevista al punto 6.2.2 delle NTC18 salvo il rispetto delle condizioni riportate al periodo precedente).

Considerando il contesto moderatamente acclive (acclività media del versante comunque inferiore a 15°) non risulta formalmente necessario effettuare verifiche di stabilità globale del complesso opera – terreno.

Nel § 8 sono sintetizzati gli aspetti geologico – geomorfologici, sismici e geotecnici descritti nel presente documento, valutate le eventuali criticità indotte dalle opere in progetto e, se ritenute necessarie, sono prescritte modalità esecutive per l'ottimale realizzazione delle opere con idonei standard di sicurezza. In tale capitolo, o in altri capitoli del presente documento, può essere prevista l'implementazione del "metodo osservazionale" di cui alla sezione 6.2.5 delle NTC18 al fine di ovviare ad incertezze risolvibili solo durante la fase esecutiva / costruttiva; nel qual caso, al fine dell'implementazione del "metodo osservazionale", sono specificati gli elementi da monitorare a cura della DL in corso d'opera ed eventualmente descritte le possibili soluzioni alternative.

Il vincolo idrogeologico è finalizzato a garantire la stabilità dei versanti e la corretta regimazione delle acque superficiali nel caso di interventi in tali aree. La LR 19/2014 ha trasferito ai comuni le competenze inerenti alla trasformazione d'uso

del suolo in ambiti sottoposti a vincolo idrogeologico (RD 3267/1923) solo per gli interventi edilizi disciplinati dal DPR 380/2001 purché non comportanti anche la contestuale trasformazione del bosco: non essendo presente tale vincolo, non vengono analizzati gli interventi anche ai fini della loro compatibilità con la presenza del vincolo (*nel caso di presenza del vincolo, la valutazione di compatibilità è comunque implicitamente ricompresa con quanto richiesto dalla DGR IX/2616/2011*).

## 2 CARATTERISTICHE SINTETICHE DEL PROGETTO

Il progetto, redatto dall'ing. S. Messa, contempla sia di opere di urbanizzazione (tratto di viabilità e alcuni parcheggi) di prevista cessione e sia, nell'ambito del comparto edificatorio sono previsti quattro corpi di fabbrica fuori terra (si veda Figura 4), sostanzialmente allineati lungo isoipse e normalmente disposti su tre livelli caratterizzati da un livello interrato adibito ad autorimesse condominiali; fanno eccezione i due corpi più meridionali che sono disposti su due livelli in quanto assente il livello interrato.

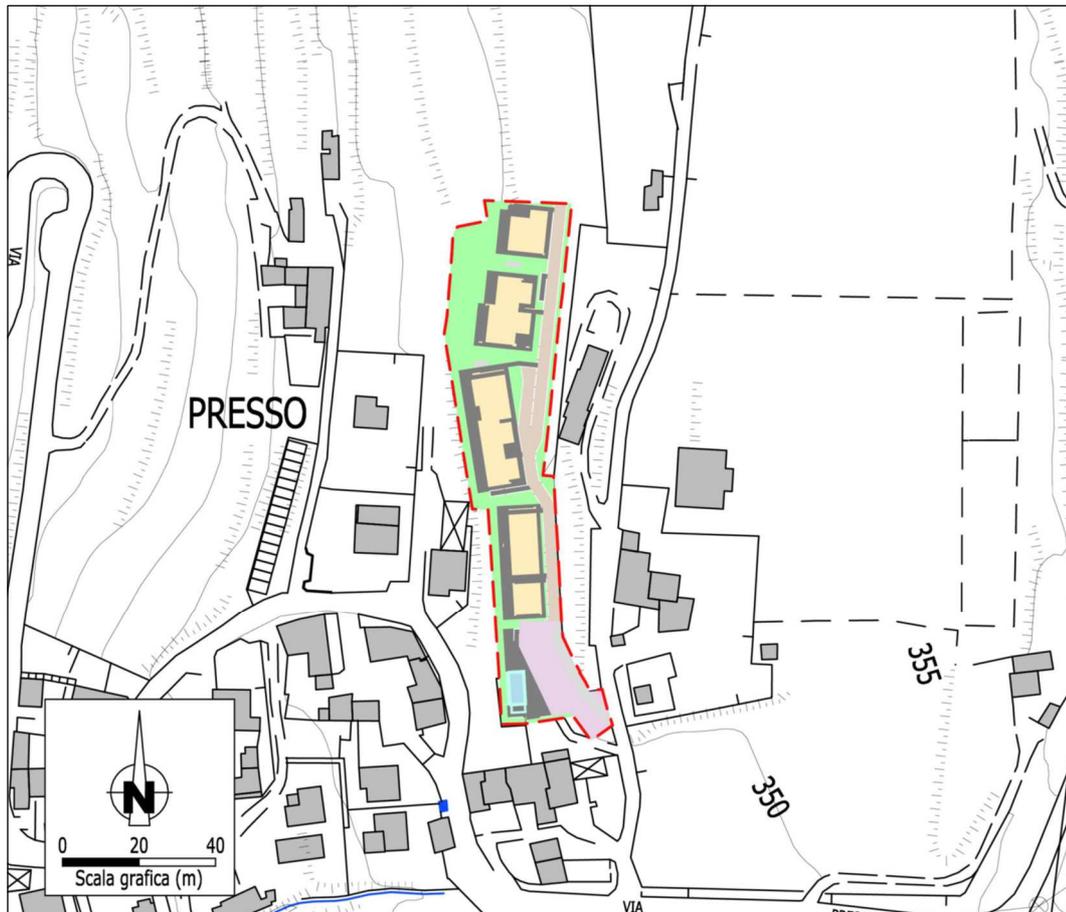


Figura 4: Planimetria di progetto (scala 1:2.000).

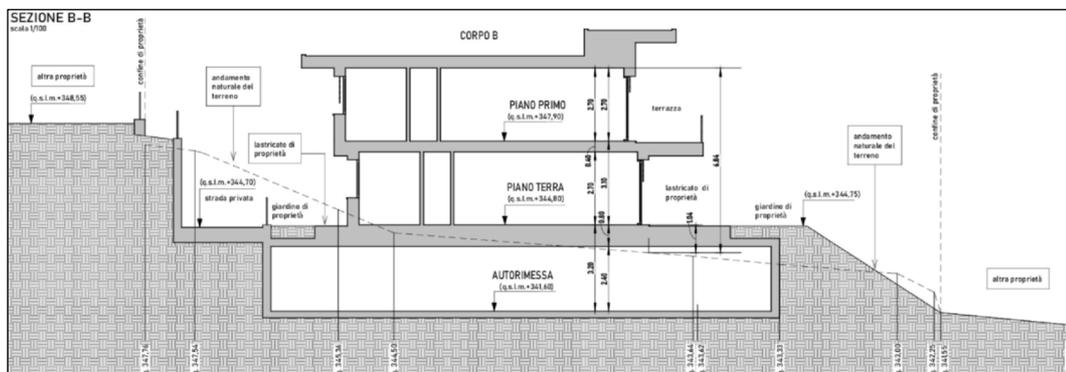


Figura 5: Sezione di progetto rappresentativa degli scavi di maggiore sviluppo.

In relazione all'andamento moderatamente acclive, per la realizzazione delle opere di urbanizzazione di prevista cessione si hanno scavi di moderata entità sul lato di monte e finalizzati alla sola realizzazione delle fondazioni delle murature di sostegno sul lato di valle; analoga situazione di scavi differenziali la si ha nell'ambito del comparto edificatorio: scavi di limitata profondità sul lato di valle (2 metri circa in corrispondenza delle autorimesse in quanto l'interramento delle strutture avviene anche con operazioni di riporto aventi spessori sino a circa 2 metri) e di maggiore entità sul lato di monte (sino a circa 6 metri ove è presente la rampa di accesso ai box interrati – si veda Figura 5).

Considerando lo sviluppo verticale di alcuni fronti di scavo, vanno implementate delle rigorose cautele per salvaguardare l'incolumità degli operatori e in alcuni casi per garantire la stabilità dei versanti a monte e dei rilevati posti a valle dell'intervento.

Relativamente alle caratteristiche del progetto ed alla morfologia superficiale dell'area, si possono individuare le argomentazioni che si intende esaminare:

- caratterizzazione geologica e geomorfologica dell'area e di un suo intorno;
- verifica della compatibilità delle opere con la dinamica geomorfologica presente nell'area e nel suo immediato intorno;
- definizione della risposta sismica locale;
- tipologia e caratteristiche tecniche dei terreni / rocce nei quali saranno realizzati scavi e / o sui quali saranno realizzate le fondazioni;
- eventuale individuazione di particolari accorgimenti/modalità costruttive ai fini di rendere l'opera in progetto compatibile con la dinamica geomorfologica dell'area e/o con le caratteristiche geotecniche dei terreni anche in relazione alla contiguità con altre opere esistenti.

In base ai dati disponibili ed alla tipologia / modesta interazione con il terreno delle opere previste in progetto, oltre che della natura dei terreni presenti in sito, si è scelto di procedere alla realizzazione di specifiche indagini geognostiche / geotecniche in sito.

Nel vigente PGT sono disponibili indagini sismiche prossime agli interventi in progetto, si è effettuato comunque uno specifico approfondimento per la definizione della risposta sismica locale per via dell'eterogeneità dello scenario di risposta sismica individuato nell'analisi di I° livello effettuata nell'ambito della componente geologica del PGT.

### 3 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA

#### 3.1 INQUADRAMENTO TETTONICO – GEOSTRUTTURALE

La struttura delle Alpi è caratterizzata dalla presenza di due catene a falde che si sono propagate in senso opposto, rispettivamente verso NW e verso S. La catena a vergenza europea (NW) o catena alpina *s.s.* è formata da diversi sistemi tettonici traslati, a partire dal Cretacico, verso l'avampaese europeo, mentre la catena a vergenza africana (S), conosciuta come *Alpi Meridionali* o *Sudalpino*, è formata da un sistema tettonico che, a partire dal Neogene, si è deformato verso l'avampaese padano – adriatico. Il contatto tra le due catene ad opposta vergenza è tettonico e prende il nome di *Lineamento Periadriatico* (il suo segmento occidentale è chiamato *Linea Insubrica*): si tratta di un sistema di fratture subverticali, attive dal Neogene con prevalente carattere trascorrente, che comprende, a partire da Ovest, la *Linea del Canavese*, quella *del Tonale*, *della Pusteria*, *della Gailal* e *delle Karawaken*.

Le *Prealpi Bresciane* fanno parte delle *Alpi Meridionali* o *Sudalpino* che, da un punto di vista paleogeografico, vengono considerate un frammento di un continente (paleo – Africa), originariamente situato a Sud dell'Oceano Ligure – piemontese.

L'attuale configurazione strutturale della catena deriva essenzialmente dagli imponenti fenomeni compressivi manifestatisi in concomitanza dell'orogenesi alpina, a partire dal Cretaceo superiore (fase eo – alpina) e perdurati nel Neogene. Tuttavia, l'evoluzione tettonica alpina è stata consistentemente guidata e controllata da un gran numero di linee tettoniche e di strutture ancestrali che si sono generate nel corso di precedenti fasi di deformazione, già a partire dal Permiano.

L'assetto strutturale è contraddistinto dalla presenza di differenti unità tettoniche sovrapposte l'una sull'altra, con vergenza verso i quadranti meridionali, attraverso estese superfici di sovrascorrimento e faglie inverse. La vergenza ed il senso di trasporto verso sud evidenziato dalle strutture è confermato dalla generale immersione verso settentrione dei sovrascorrimenti principali e dal fatto che le unità strutturali geometricamente più elevate e originariamente più profonde attualmente affiorano nei settori settentrionali. Oltre a numerosi sovrascorrimenti e faglie sono presenti, soprattutto verso i settori meridionali, pieghe anticlinali e sinclinali di ampiezza regionale (anche qualche chilometro) che interessano soprattutto la successione giurassico – cretacea. Queste strutture, anche se non direttamente associabili a superfici di faglia affioranti, sembrano comunque connesse geneticamente alla tettonica di accavallamento, e in particolare alla traslazione della successione su superfici di sovrascorrimento profonde non planari.

Il territorio di Sale Marasino ricade in un'unità strutturale denominata nella letteratura scientifica più recente "*Unità III*" (Figura 6), costituita da una successione compresa tra il Carnico ed il Giurassico. Essa risulta sovrascorsa e geometricamente sovrapposta alle unità V e IV attraverso il sovrascorrimento P.ta Almanà – P.ta dell'Orto, il sovrascorrimento del M. Isola ed il sovrascorrimento di Predore.

L'entità di questi sovrascorrimenti appare notevole: il sovrascorrimento P.ta Alman – P.ta dell'Orto ha infatti un rigetto minimo di almeno una decina di chilometri, considerando i terreni giurassici che affiorano nell'alta Val d'Inzino e a est di P.ta dell'Orto come appartenenti al letto del sovrascorrimento.

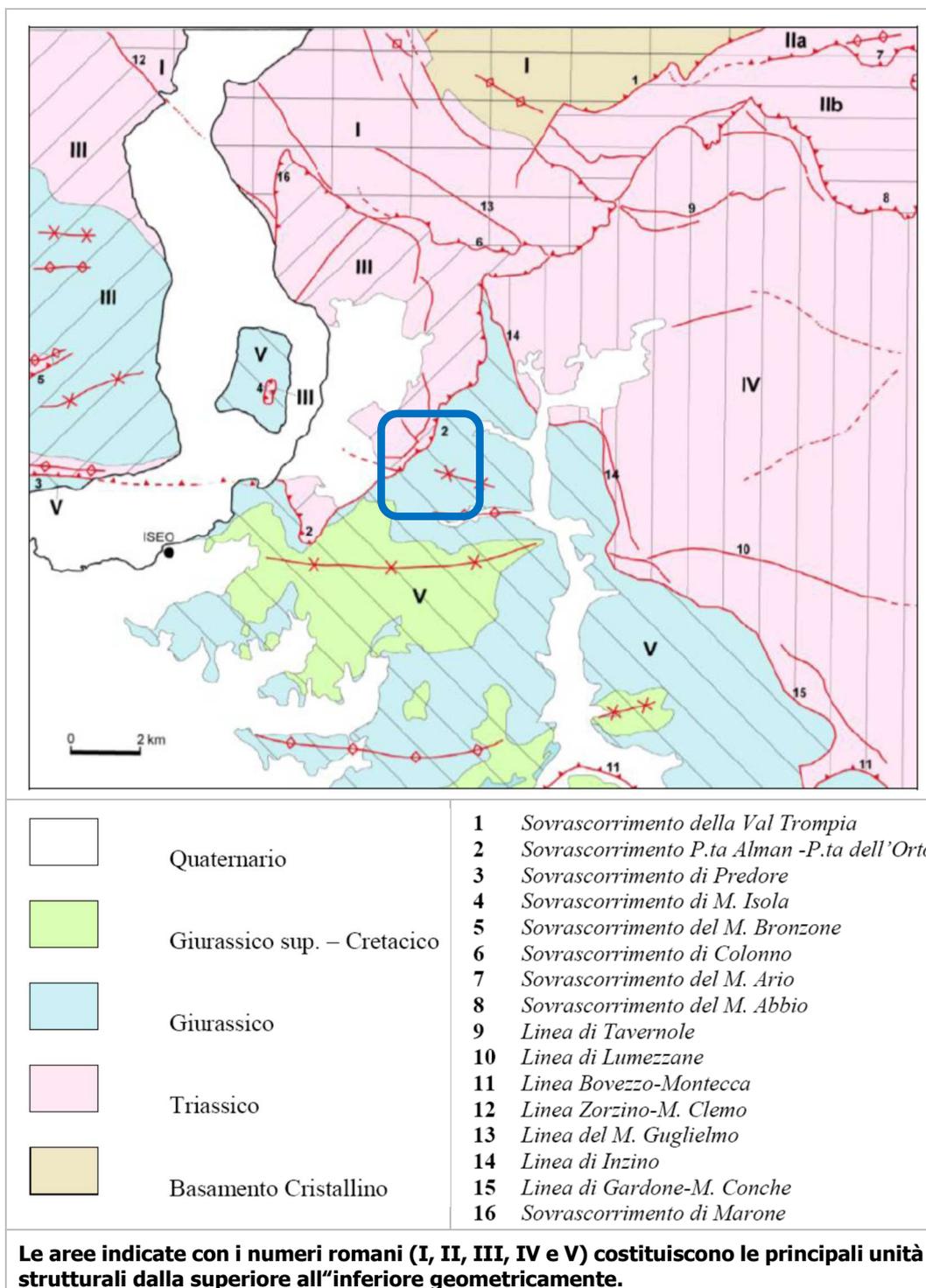


Figura 6: Schema tettonico del Foglio 099 "Iseo" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 (Cassinis et al., 2011) con evidenziata l'area in cui ricade il Comune di Sale Marasino (rettangolo blu).

Nel suo complesso l'unità ha un'immersione verso occidente, così come le superfici tettoniche che la delimitano alla base. Nella ricostruzione geometrica più recente,

infatti, il sovrascorrimento P.ta Almanà – P.ta dell’Orto immerge complessivamente verso ovest e si raccorda al sovrascorrimento del M. Isola e a quello di Predore sulla sponda occidentale del Lago d’Iseo. Mentre a tetto del sovrascorrimento a est del Sebino affiorano terreni non più recenti del Retico, ad ovest del lago, a causa della complessiva immersione verso ovest dell’unità, si rinviene tutta la successione giurassica.

Ad est del lago l’unità risulta notevolmente fratturata ed interessata da faglie, in genere inverse e trascorrenti, che complicano notevolmente i rapporti tra le diverse litofacies.

### 3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Nel corso del Quaternario, e forse anche nel Pliocene superiore, la Val Camonica e il suo sbocco in pianura sono state interessate da ripetute glaciazioni, con il relativo complesso corollario di processi e di depositi glacigenici, di variazioni di ambienti e facies, sia spazialmente che temporalmente. Le porzioni dell’asse vallivo camuno conservano una documentazione stratigrafica fortemente lacunosa e discontinua, in conseguenza di importanti processi erosivi (legati principalmente alla dinamica di versante e al succedersi delle diverse glaciazioni), predominanti su quelli deposizionali che hanno invece prevalso allo sbocco in pianura, dove si sono strutturati due distinti apparati morenici frontali: l’Anfiteatro di Sarnico – Paratico (ad W) e l’Anfiteatro di Franciacorta (a S). Il primo è ampio pochi km<sup>2</sup> e mostra morfologie e depositi fortemente erosi dalle acque del F. Oglio, mentre il secondo (ampio complessivamente 110 km<sup>2</sup>) possiede la classica struttura a cerchie concentriche e mostra forme e depositi mediamente ben conservati.

In anfiteatro sono state distinti depositi riferibili ad almeno sette glaciazioni, delle quali l’ultima in ordine temporale è denominata Glaciazione Cantù, che corrisponde al cosiddetto *Last Glacial Maximum* (LGM) ed è datata Pleistocene superiore.

Lungo l’asse vallivo camuno i suoi depositi, raggruppati nel *Sintema di Cantù*, affiorano in modo non continuo lungo entrambe le sponde della valle e del lago, con quote massime comprese tra circa 520 ÷ 540 m slm a N (Val Trobiolo), passando per il Monte Isola con quote comprese tra 350 e 250 m slm (lato N e lato S, rispettivamente), sino a quote variabili tra 220 e 240 m slm ad Iseo, immediatamente a N dell’anfiteatro.

La morfologia dei suoi depositi risulta solitamente meglio conservata rispetto a quella dei depositi delle glaciazioni precedenti, fatta eccezione per buona parte della sponda bergamasca del lago d’Iseo e per quella orientale di Montisola, dove l’elevata acclività dei versanti non ha consentito la conservazione della maggior parte dei depositi riferibili allo LGM. In generale si riscontrano pochi cordoni morenici, mentre sono frequenti le superfici terrazzate poste a varia quota (terrazzi di *kame* e piane fluviali/fluvioglaciali). Quest’ultima peculiarità è particolarmente evidente nella conca di Sale Marasino – Sulzano e lungo il versante occidentale di Montisola.

Nell’area in esame ed in particolare dove è previsto l’intervento (Figura 7), tali depositi sono di natura glaciale (*till* d’alloggiamento) e sono costituiti da *diamicton*

massivi a supporto di matrice limoso – sabbiosa calcarea, sovraconsolidata. I clasti sono ploligenici (anche se la dominante è carbonatica), hanno forma da subarrotondata a subspigolosa e dimensioni massime variabili dai 20 ai 100 cm (prevalgono comunque quelli tra 2 e 8 cm). Poco più a monte (tra Presso e la SP 510) lungo una superficie terrazzata si riscontrano depositi fluviali e/o fluvioglaciali costituiti da ghiaie da massive a rozzamente stratificate, a supporto di matrice sabbiosa calcarea, con ciottoli subarrotondati, arrotondati e discoidali. I depositi glaciali hanno spessori molto variabili, con massimi stimabili dell'ordine di  $20 \div 30$  m, mentre quelli fluviali presentano spessori di pochi metri.

Un altro importante agente morfogenetico, attivo anche per quanto riguarda gli aspetti strettamente deposizionali, è la gravità, che ha contribuito significativamente all'evoluzione del territorio e dei versanti in particolare. Nell'ampia conca di Sale Marasino – Sulzano sono presenti depositi legati a frane precedenti l'arrivo delle glaciazioni. Questi sono raggruppati nella *Formazione di Marasino* (unità informale facente parte del Gruppo del Culmine) e sono costituiti da brecce di frana, con clasti spigolosi eterometrici di calcari e dolomie, a supporto clastico, con matrice fine negli interstizi.

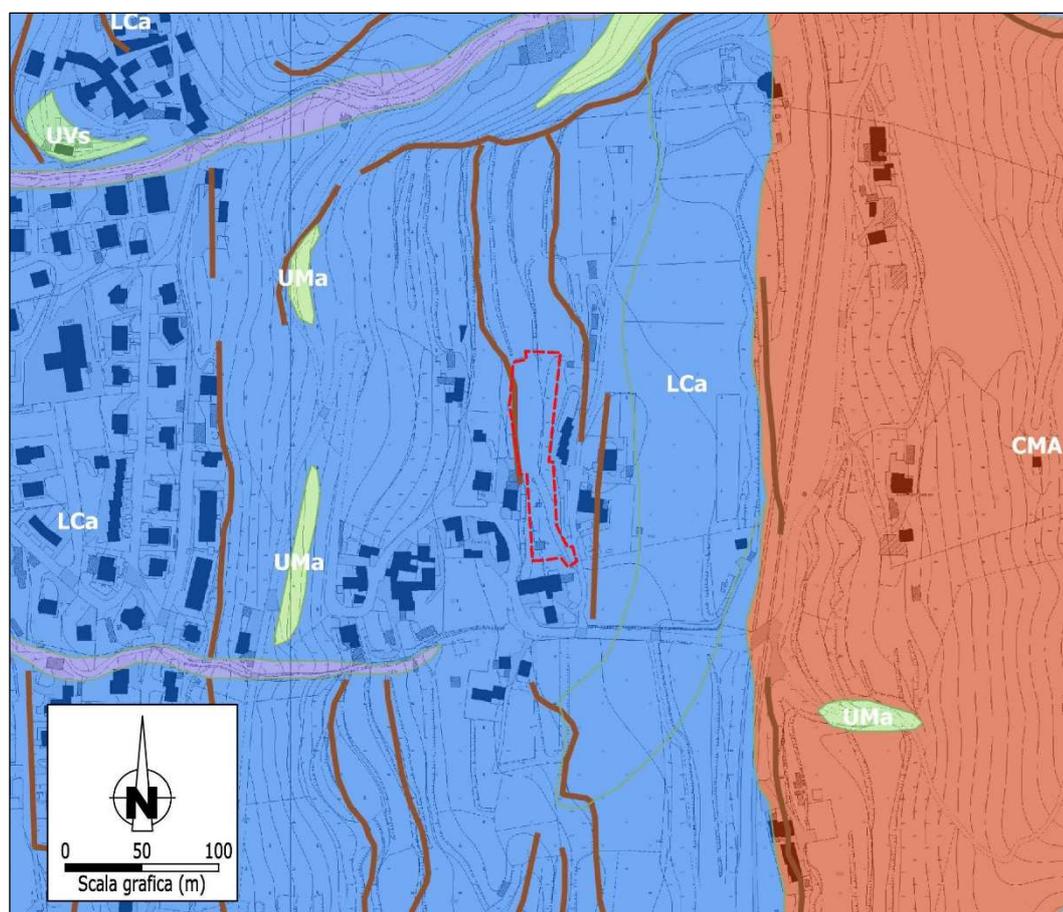


Figura 7: Stralcio del Foglio 099 "Iseo" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 (Cassinis et al., 2011) con evidenziata l'area d'intervento (rettangolo rosso). Legenda: UMA Gruppo del Culmine – Formazione di Marasino (brecce di frana cementate), UVS Gruppo del Culmine – Unità di Valle Spino (depositi di conoide alluvionale cementati), CMA Supersintema della Colma del Piano (depositi glaciali pre – LGM), LCa Sintema di Cantù (depositi glaciali e fluviali/fluvioglaciali del LGM), Pg Sintema del Po (depositi di versante, alluvionali e di conoide postglaciali).

Il deposito è caotico e privo di strutture sedimentarie visibili, i clasti hanno dimensioni prevalentemente comprese tra 4 e 8 cm, ma sono presenti anche numerosi grossi blocchi di dimensioni plurimetriche. La cementazione è variabile da buona ad elevata, pervasiva. Lo spessore del deposito varia da alcuni metri per le aree situate ad E ed a quote più elevate, sino ad oltre 30 ÷ 40 m nelle porzioni centrali della conca di Sulzano – Sale Marasino.

I principali affioramenti del deposito sono localizzati negli impluvi dei torrenti tra i 230 ed i 500 m slm di quota, ed in particolare le sezioni più rappresentative sono situate a NE di Presso, nell'impluvio del Torrente Vigolo (q. 330 ÷ 350 m slm) (Figura 7). La Formazione di Marasino è priva di una morfologia propria conservata in quanto la forma originaria del deposito è stata successivamente rimodellata dalle glaciazioni quaternarie e completamente ricoperta dai depositi glaciali ad esse associati (nell'area in esame è ricoperta dai depositi del Sintema di Cantù). In passato era stata interpretata come breccia tettonica di frizione derivante dallo scivolamento di Montisola dalla sua posizione originaria lungo il versante, sino alla sua posizione attuale nel centro del lago, originando così la conca di Marasino. Successivamente era stata cartografata come "*Dolomia a Conchodon*" (attualmente Formazione dell'Albenza). Ora i depositi dell'unità vengono considerati come l'accumulo di una ampia frana staccatasi in epoca preglaciale dai versanti che bordano da NNE ad E la conca di Sale Marasino.

Il vero substrato roccioso dell'area in esame, sulla base della litologia di limitati affioramenti peraltro posti ad una discreta distanza, dovrebbe essere costituito dalla *Formazione dell'Albenza* ("*Dolomia a Conchodon*" *Auct.*) (Hettangiano inferiore). Tale unità è caratterizzata da calcari, calcari dolomitici e dolomie saccaroidi, di colore grigio chiaro, più scuro all'alterazione, in potenti bancate e strati amalgamati. Il fenomeno della dolomitizzazione interessa in modo irregolare l'originaria successione carbonatica, dominando nella parte inferiore e media della formazione.

Dove la Formazione dell'Albenza è stata almeno parzialmente risparmiata dalla dolomitizzazione, si riconosce una porzione basale costituita da calcareniti intraclastiche ed oolitiche a laminazione incrociata, seguita da porzione rappresentata da bancate calcilutitiche prive di significative strutture sedimentarie, mentre alla sommità per alcuni metri si succedono alternanze cicliche di calcilutiti e calcareniti, talvolta fossilifere, in strati spesso amalgamati.

### 3.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Relativamente all'assetto idrogeologico, la coltre superficiale di origine glaciale ha per gran parte una matrice fine di natura limoso – sabbiosa, sovraconsolidata, e quindi, una permeabilità bassa o medio – bassa. Solo alcune lenti a maggior contenuto ghiaioso possono essere sede di modeste falde idriche sospese a carattere temporaneo.

Le sottostanti brecce di frana (Formazione di Marasino), a supporto clastico, sono invece caratterizzate da permeabilità elevata ed entro le stesse è presente anche una circolazione di tipo carsico. Gli acquiferi di tale unità alimentano diverse sorgenti, alcune delle quali captate per uso idropotabile, tra queste una è posta entro

l'incisione valliva che attraversa l'abitato di Presso (nome locale *Palmander*), circa 200 m a SW dell'area d'intervento (Figura 8).

Anche il sottostante substrato roccioso, costituito dalle litofacies carbonatiche della Formazione dell'Albenza è interessato da circolazione di tipo carsico, in particolare dove il fenomeno di dolomitizzazione è meno spinto.

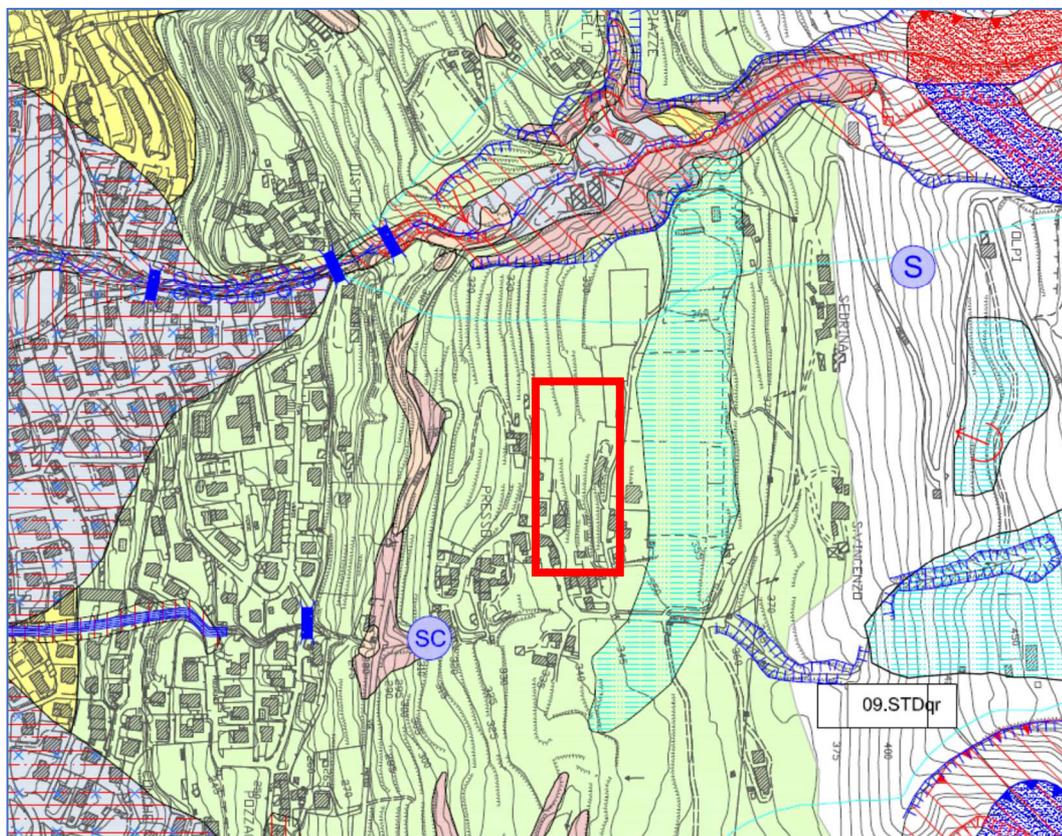


Figura 8: Stralcio della "Carta geomorfologica e della dinamica geomorfologica con elementi idrografici, idrologici ed idraulici" allegata al PGT comunale (GEOSYS, 2009) con riportata l'ubicazione dell'area d'intervento (rettangolo rosso). Per quanto riguarda gli elementi idrogeologici, SC indica la posizione di una sorgente captata ad uso idropotabile, mentre S indica la presenza di una sorgente non captata.



Fotografia 1: Vista dell'area di intervento da nord verso sud.



Fotografia 2: Depositi glaciali affioranti nelle porzioni di monte dell'area di intervento.

### 3.4 CONSIDERAZIONI DI DETTAGLIO

Dal punto di vista altimetrico l'area si sviluppa da circa 342 m slm a circa 360 m slm; in tutta l'area e quelle contigue non affiora il substrato lapideo e la morfologia originaria è stata completamente modificata dall'azione antropica per consentire

un agevole utilizzo agricolo delle aree (spianamenti con scavi a monte e riporti a valle, spietramenti, ecc...).

L'acclività dell'area varia subpianeggiante a brevi scarpate con tra 0° e 25° (si veda Fotografia 1); nel complesso il versante sul quale si sviluppano gli interventi non presenta in media acclività inferiori a 15°.

Per la caratterizzazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica, oltre all'analisi della bibliografia esistente (con particolare riferimento alla documentazione allegata al PGT), è stato eseguito un rilievo geologico e prove penetrometriche che hanno permesso di ricostruire in dettaglio l'assetto geolitologico dell'area (si veda la Figura 9) e l'identificazione dell'interazione tra principali strutture e il terreno (si veda Figura 10 e Figura 12).

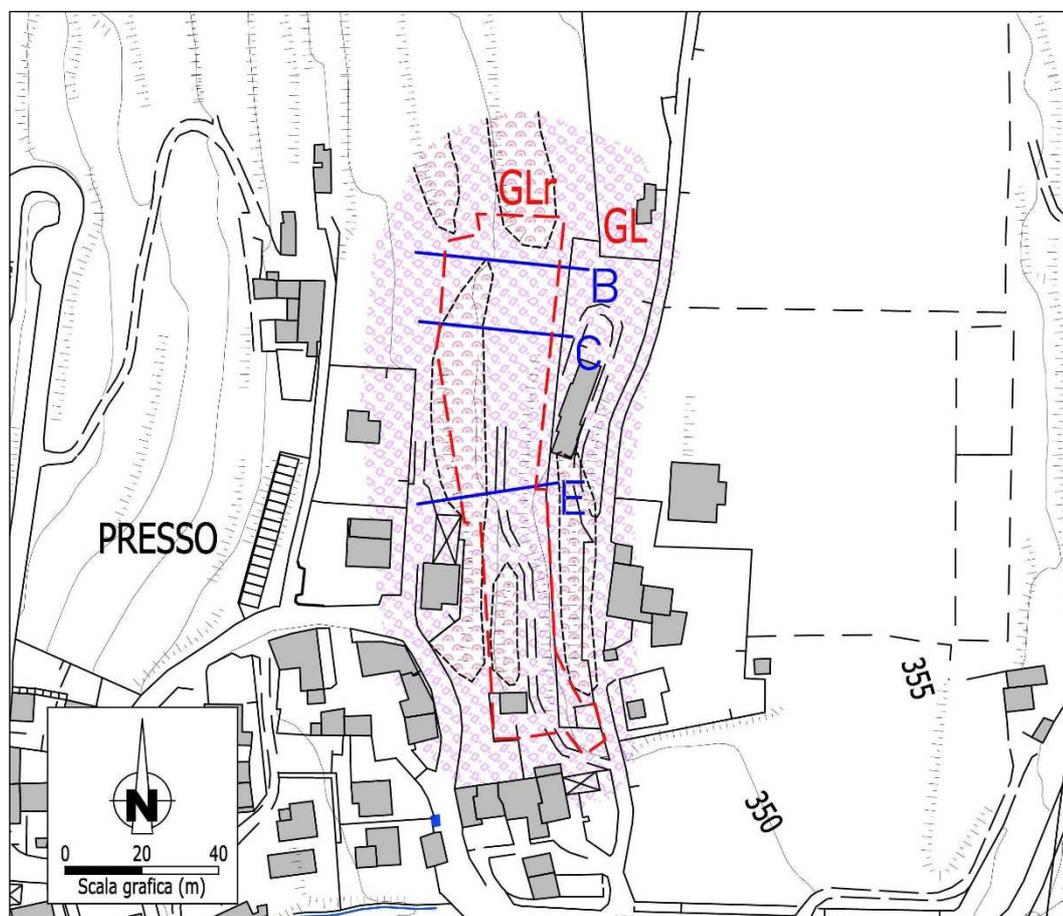
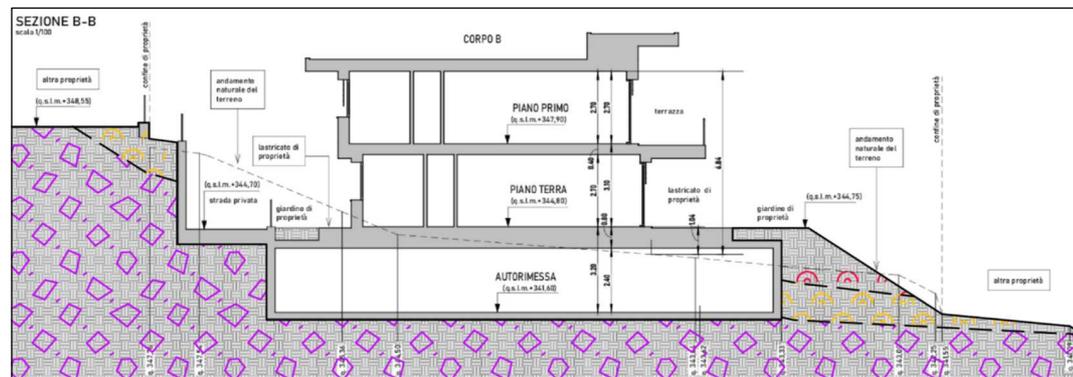


Figura 9: Caratterizzazione geologica di dettaglio (scala 1:1.000). (GL) Depositi glaciali con modesta copertura eluviale / suolo e (DGr) Depositi glaciali rimaneggiati dall'azione antropica con modesti spessori di suolo. In figura sono indicate anche le sezioni geolitologiche interpretative.

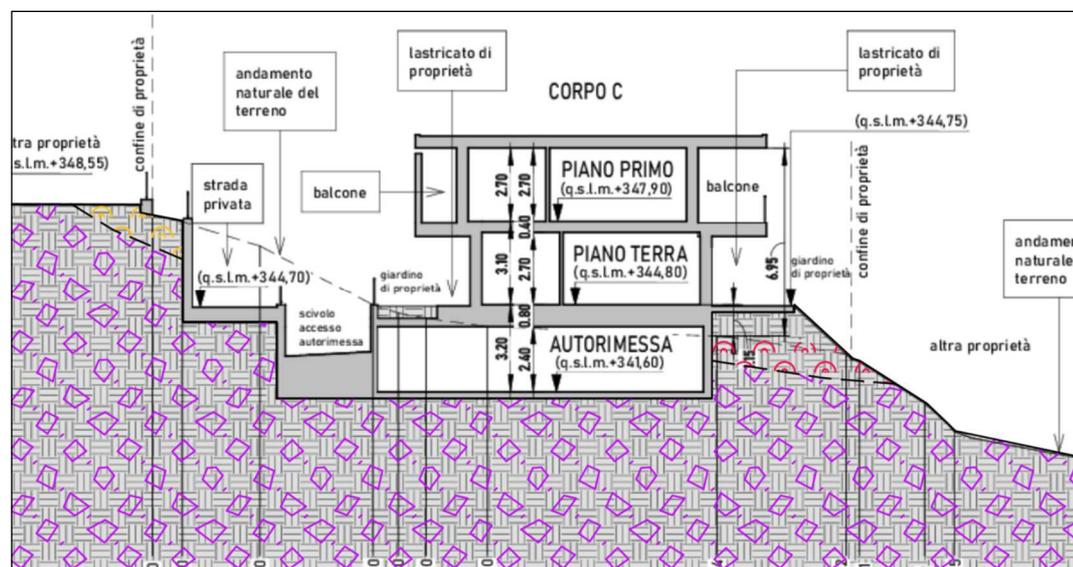
A grande scala, sia per quanto riportato dallo studio geologico allegato alla pianificazione comunale che dal censimento dissesti regionale (confluito nel GEOIFFI), nonché dal PAI, non sono presenti dissesti attivi che possono coinvolgere, anche indirettamente, le opere in progetto o le aree contigue.

A scala di Piano Attuativo non si sono identificati dissesti superficiali o erosioni superficiali.



Depositi glaciali, Copertura eluviale / suolo, Depositi glaciali rimaneggiati e riporti di nuova formazione.

Figura 10: Sezione B – B interpretativa interazione struttura – terreno.



Depositi glaciali, Copertura eluviale / suolo, Depositi glaciali rimaneggiati e riporti di nuova formazione.

Figura 11: Sezione C – C interpretativa interazione struttura – terreno.

La geologia dell'area è caratterizzata dalla presenza di depositi superficiali, con significativa estensione areale e spessori molto significativi (stimabili dell'ordine di 20 ÷ 30 m). Questi depositi sono di natura glaciale, afferenti al *Sistema di Cantù*, e sono costituiti da *diamicton* massivi (si veda Fotografia 2) a supporto di matrice limoso – sabbiosa calcarea, sovraconsolidati.

Questi depositi si sviluppano sui sottostanti depositi detritici legati a frane antecedenti all'arrivo delle glaciazioni e sono raggruppati nella *Formazione di Marasino* (unità informale facente parte del Gruppo del Culmine); sono costituiti da breccie di frana, con clasti spigolosi con dimensioni sino a plurimetriche di calcari e dolomie, a supporto clastico, con matrice fine negli interstizi. La cementazione è variabile da buona ad elevata, pervasiva. Lo spessore del deposito varia da alcuni metri per le aree situate ad E ed a quote più elevate, sino ad oltre 30 ÷ 40 m nelle porzioni centrali della conca di Sulzano – Sale Marasino.

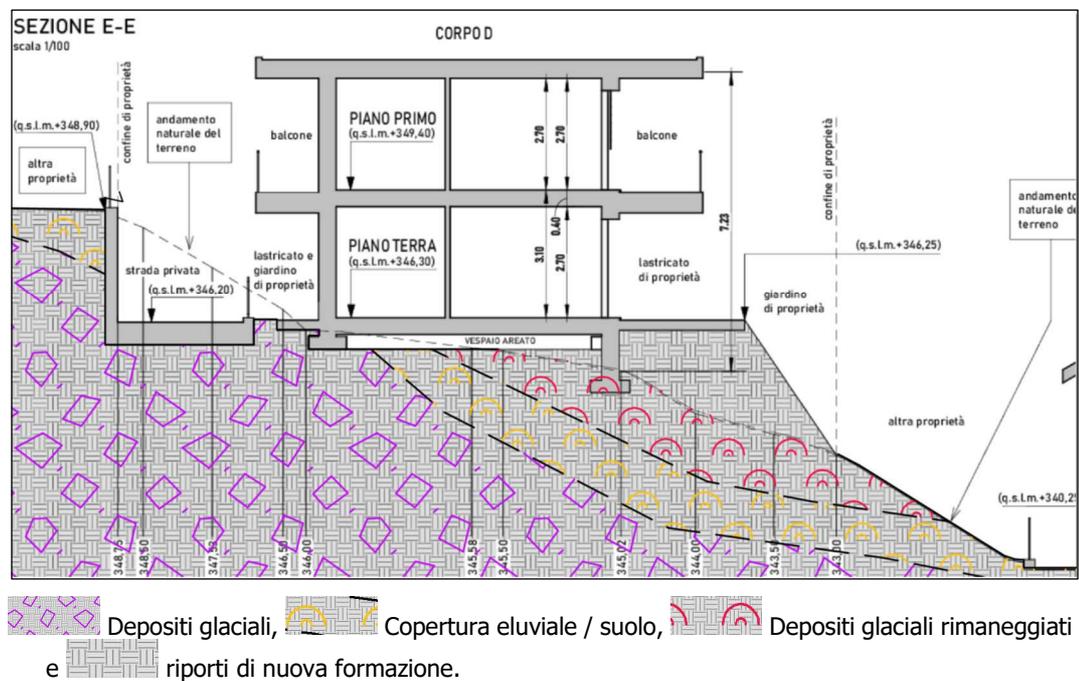


Figura 12: Sezione E – E interpretativa interazione struttura – terreno.

Dal punto di vista idrogeologico, nell'area non sono presenti emergenze idriche e non sono presenti tracce connesse all'azione erosiva delle acque superficiali, anche in considerazione della posizione dell'area di intervento. Vista la morfologia dell'area e di quelle adiacenti, si esclude che si possano generare fenomeni di ruscellamento superficiale degni di nota.

In considerazione della natura del substrato e dei materiali di copertura, non si ipotizza la presenza di falda freatica a profondità geotecnicamente significative; possono essere presenti piccole falde temporanee (solo in corrispondenza di eventi meteorici prolungati) e limitata / irregolare estensione in corrispondenza di orizzonti con basso / assente contenuto di matrice fine.

I terreni superficiali presentano una permeabilità moderata (da  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  m/s) che consente di prevedere la dispersione delle acque meteoriche sul suolo / strati superficiali del sottosuolo.

Le opere previste non alterano la circolazione idrica nell'immediato sottosuolo, che è inesistente, ma si dovrà tenere conto durante la progettazione definitiva e la realizzazione delle opere, delle normali ed opportune impermeabilizzazioni tali da garantire il non deterioramento nel tempo delle opere per la normale saturazione dei terreni durante gli eventi meteorici.

## 4 MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO

### 4.1 GENERALITÀ

In Regione Lombardia sono previste diversi livelli di approfondimento dell'amplificazione sismica locale: primo e secondo livello che hanno il compito di fornire orientamenti utili alla pianificazione del territorio mentre il terzo livello di indagine è quello di supporto progettazione (attuazione degli interventi previsti dal PGT). Il primo livello, obbligatorio per tutti i Comuni, consiste in un approccio di tipo qualitativo (empirico) mediante l'individuazione di zone ove i diversi effetti prodotti dall'azione sismica sono prevedibili, con buona attendibilità, sulla base di osservazioni geologiche in senso lato e sulla raccolta dei dati cartografici di base (geologia e dissesti) e porta all'individuazione degli scenari riportati in Tabella 1.

Zona	Scenario di pericolosità locale	Effetti attesi
<b>Z1a</b>	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
<b>Z1b</b>	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
<b>Z1c</b>	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio frana	
<b>Z2</b>	Zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati, terreni granulari fini con falda superficiale) Zone con depositi granulari fini saturi	Cedimenti e/o liquefazioni
<b>Z3a</b>	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche
<b>Z3b</b>	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite – arrotondate	
<b>Z4a</b>	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
<b>Z4b</b>	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio – lacustre	
<b>Z4c</b>	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (comprese le coltri löessiche)	
<b>Z4d</b>	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio – colluviale	
<b>Z5</b>	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico – meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali

Tabella 1: Scenari di pericolosità sismica locale contenuti nel DGR IX/2616/2011, allegato 5.

Il secondo livello è obbligatorio, per i Comuni ricadenti nelle zone sismiche 2 e 3, entro gli areali suscettibili di amplificazioni sismiche morfologiche e litologiche (scenari Z3 e Z4) individuati nell'analisi di primo 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 (Fa); gli studi sono condotti con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche e sono utilizzati per zonare l'area

comunale in funzione del valore di  $F_a$ .

Il valore di  $F_a$  è prefissato dalla normativa regionale e si riferisce agli intervalli di periodo tra  $0,1 \div 0,5$  s e  $0,5 \div 1,5$  s. I due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il valore di  $F_a$  sono scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie frequentemente presenti nel territorio regionale: l'intervallo tra  $0,1 \div 0,5$  s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra  $0,5 \div 1,5$  s si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

Nell'ambito dell'areale di intervento, come risulta dalla cartografia di PSL di I° livello, sono indicati per l'area scenari di pericolosità sismica Z4c "Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (comprese le coltri löessiche)"; le successive valutazioni di II° livello (peraltro basate su indagini prossime all'area di intervento) hanno escluso possibili fenomeni locali di amplificazione sismica. In base alle valutazioni di dettaglio effettuate in sito, tale previsione risulta coerente.

Ai fini del dimensionamento degli interventi in progetto si è comunque effettuata una valutazione della risposta sismica locale secondo il metodo semplificato previsto dalle NTC18.

#### **4.2 INQUADRAMENTO SISMICO (ACCELERAZIONE SISMICA DI BASE)**

Relativamente alla caratterizzazione sismica del sito, si è fatto riferimento alla sezione 3.2.2 delle NTC18 "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche" che sostituisce l'OPCM 3274/2003 e l'OPCM 3519/2006. In luogo della classificazione dell'intero comune per quanto riguarda la pericolosità sismica di base, le NTC18 (analogamente alle previgenti NTC08) contemplano valori di accelerazione sismica di base determinati con una griglia avente lato di circa 5 km.

La precedente suddivisione dei comuni italiani in 4 classi di pericolosità sismica è mantenuta ai soli fini amministrativi (es. obblighi di valutazione della documentazione presso apposite commissioni, ecc.); in riferimento a tale classificazione, il comune in cui ricadono le opere ricade in zona sismica 3 (DGR X/2129/2014), bassa sismicità (come definita dal DM 31 luglio 2012).

Ai fini della valutazione dell'azione sismica cui sono soggette le opere in progetto, si è adottato l'approccio pseudostatico contemplato dalle NTC18 che non prevede l'amplificazione delle azioni durante l'evento sismico, ma la sola degradazione della resistenza del terreno. In base della griglia di riferimento adottata nelle NTC18 e con le metodiche riportate nell'OPCM 3519/2006, le regioni possono individuare delle sottozone caratterizzate da valori  $a_g$  intermedi, comunque non inferiori a 0,025 g.

Gli interventi (punto baricentrico) sono ubicati alle seguenti coordinate:

WGS84 → Latitudine: 45,709733° N      Longitudine: 10,119821° E

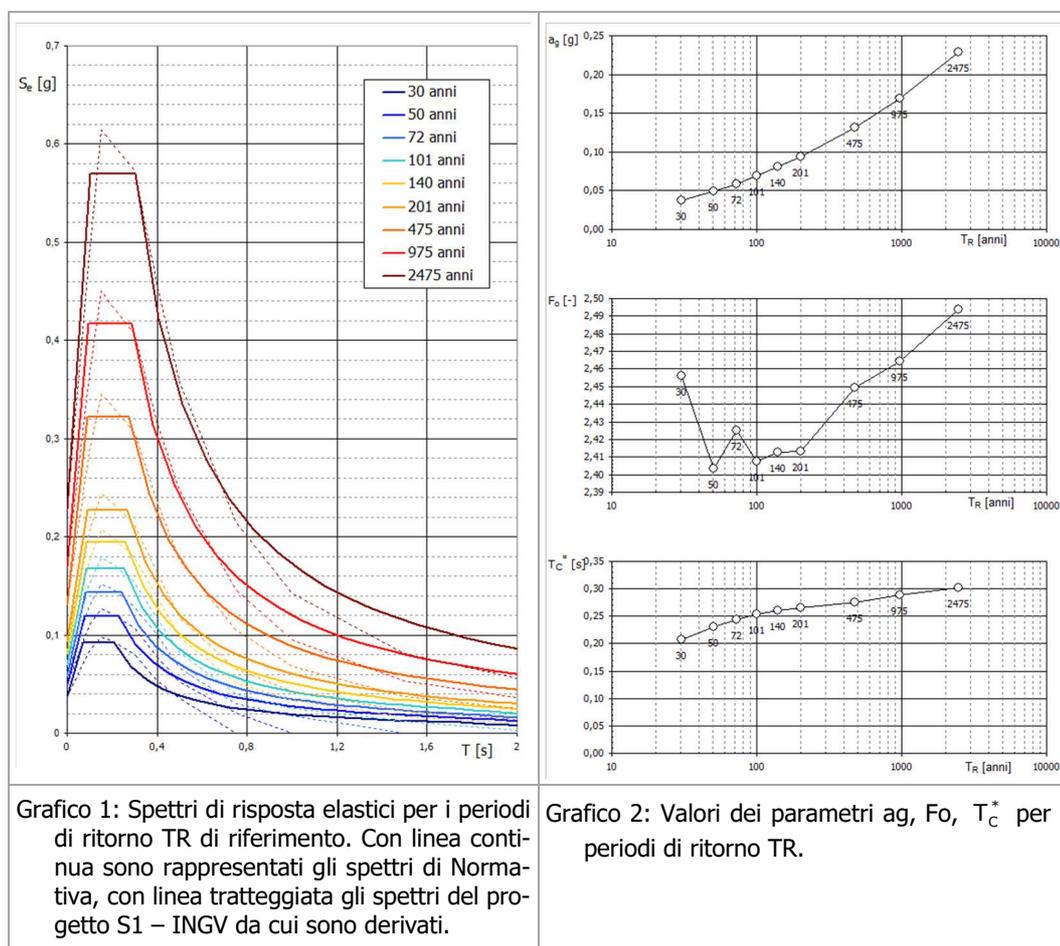
ED50 → Latitudine: 45,710653° N      Longitudine: 10,120864° E

Attraverso la media ponderata dei valori dei vertici della griglia di riferimento di 5 km, si ricavano i parametri di base che definiscono l'effetto sismico del sito in cui ricade l'intervento (in condizioni di campo libero, su substrato sismico rigido e con

superficie topografica orizzontale – Tabella 2).

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [ - ]	$T_C^*$ [s]
30	0,037	2,456	0,208
50	0,050	2,403	0,230
72	0,059	2,425	0,244
101	0,070	2,408	0,254
140	0,081	2,413	0,260
201	0,094	2,413	0,266
475	0,131	2,449	0,276
975	0,169	2,464	0,288
2475	0,228	2,494	0,302

Tabella 2: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento.



Per lo sviluppo del III° Livello di cui alla DGR IX/2616/2011 (analisi effetto sismico in fase di progettazione), la Regione ha suddiviso il territorio regionale in fasce caratterizzate da severità sismica omogenea. In particolare sono state individuate 8 fasce nelle quali i comuni presentano valori di accelerazione massima attesa al suolo e valori dell'ordinata spettrale massima compresi in un range del  $\pm 10\%$  dal valore medio.

Il Comune ricade in **Fascia 7** (un valore crescente indica una accelerazione maggiore). Per ogni fascia sono stati messi a disposizione 5 accelerogrammi registrati (diagramma in funzione del tempo che rappresenta le accelerazioni indotte al suolo in un dato sito, durante un evento sismico); tali accelerogrammi, come previsto dalle NTC18 e dalla Circolare 7/2019, sono da utilizzarsi nelle analisi dinamiche dei sistemi geotecnici nella fascia corrispondente (FASCIA1 – FASCIA8).

Nelle NTC18 e nella Circolare 7/2019, infatti, viene esplicitamente richiesto nelle analisi dinamiche dei sistemi geotecnici (amplificazioni, frane, ecc.) l'uso di 5 accelerogrammi registrati rappresentativi della sismicità del sito in analisi, compatibili con le caratteristiche sismogenetiche della sorgente, con la coppia magnitudo – distanza dalla sorgente e con la massima accelerazione orizzontale attesa e registrate su bedrock sismico, provenienti dai database nazionali ed internazionali più accreditati. Gli accelerogrammi sono utilizzati per l'analisi dinamica non lineare delle strutture poiché consentono di ottenere una stima accurata e statisticamente corretta della domanda sismica.

### 4.3 VITA DI RIFERIMENTO

Il tempo di ritorno da impiegare per la scelta dei valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  dipende dallo stato limite da considerare e dalla vita di riferimento dell'opera; la vita di riferimento dipende dalla vita nominale e dalle classi d'uso.

Tipi di costruzione		Vita Nominale $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie.	$\leq 10$
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari.	$\geq 50$
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati.	$\geq 100$

Tabella 3: Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere (Tabella 2.4.I delle NTC18). Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

La vita nominale di un'opera  $V_N$  è intesa come il periodo (anni) nel quale l'opera, purché soggetta a manutenzione ordinaria, debba poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella Tabella 2.4.I delle NTC18. Alla presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso ( $C_U$ ) definite in Tabella 4 (corrispondenti alle Classi di Importanza di EC8).

Classe	Uso dell'opera
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.

Tabella 4: Classi d'uso per diversi tipi di opere (Tabella 2.4.2 delle NTC18).

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0,7	1	1,5	2

Tabella 5: Valore di  $C_U$  per classe d'uso (Tabella 2.4.II delle NTC18).

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tabella 5.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$ . La vita di riferimento  $V_R$  si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ .

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

Con riferimento al tipo di opera, s'individuano i tempi di riferimento dell'azione sismica (si veda la Tabella 6).

Tipi di costruzione		Classe d'uso ►	I	II	III	IV
		$C_U$ ►	0,7	1,0	1,5	2,0
		$V_N$	$V_R$			
1	Costruzioni temporanee e provvisorie <sup>(1)</sup>	$\leq 10$	35	35	35	35

<sup>1</sup> Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	≥ 50	≥35	≥50	≥75	≥100
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	≥ 100	≥70	≥100	≥150	≥200

Tabella 6: Tempo di riferimento in anni per diversi tipi di opere (Tabella C2.4.I della Circolare 7/2019).

Relativamente alle opere in progetto si ha:

Tipo di costruzione		2
Vita nominale	$V_N$	≥ 50
Classe d'uso		II
	$C_U$	1,0
<b>Vita di riferimento (<math>V_R = V_N \cdot C_U</math>)</b>	<b><math>V_R</math> (anni)</b>	<b>50</b>

*L'intervento è correlato a una serie di edifici residenziali privati, privi di funzioni pubbliche o di possibile elevato grado di affollamento; pertanto si è adottata una classe d'uso II.*

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite (sia ultimi che di esercizio) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti:

Gli stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

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

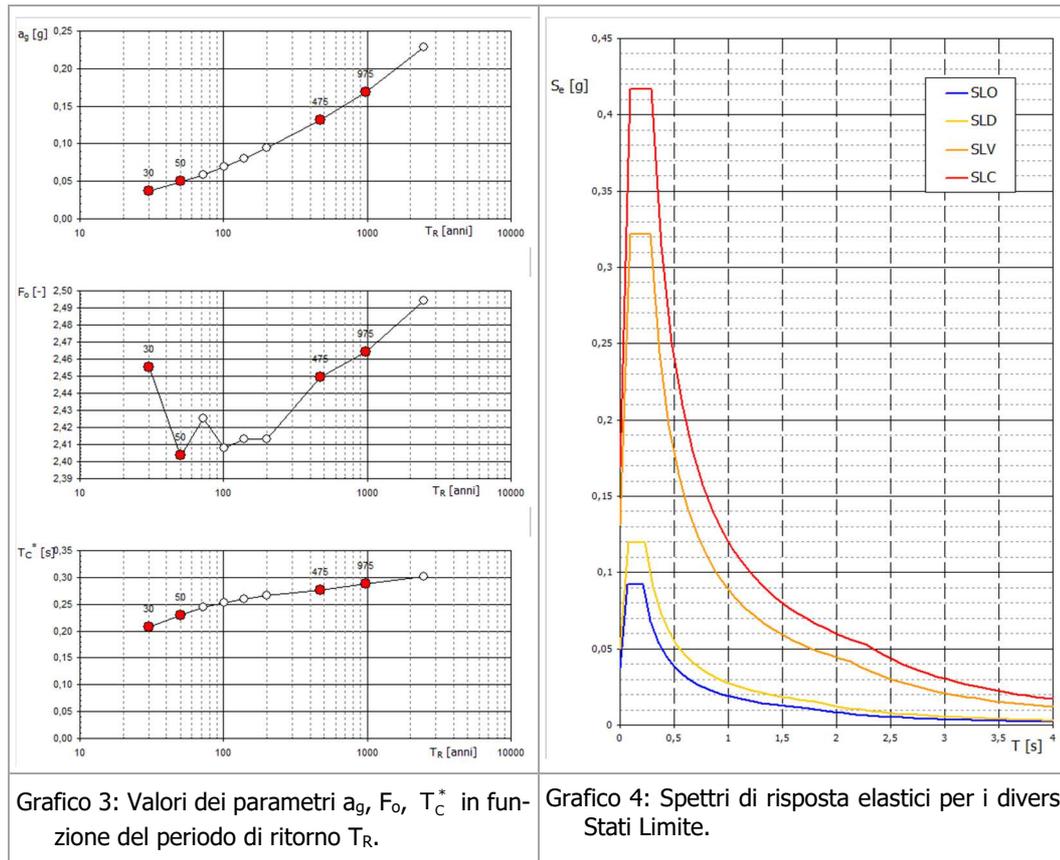
Gli stati limite ultimi (SLU) comprendono:

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

La probabilità di superamento, nel periodo di riferimento  $V_R$ , è riportata in Tabella 7.

Stato limite	$PV_R$	
Stato limite di esercizio (SLE)	SLO	81%
	<b>SLD</b>	<b>63%</b>
Stato limite ultimo (SLU)	<b>SLV</b>	<b>10%</b>
	SLC	5%

Tabella 7: Probabilità di superamento ( $PV_R$ ) per ciascun stato limite (tabella 3.2.I delle NTC18).



Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma è dato da:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -C_U \cdot \frac{V_N}{\ln(1-P_{VR})}$$

Le NTC18 stabiliscono i valori dei parametri  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima al sito),  $F_o$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T_c^*$  (valore di riferimento per la determinazione del periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) utili per la definizione delle forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento  $PV_R$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Stato limite		T <sub>R</sub> [anni]		a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub> [ - ]	T <sub>c</sub> * [s]
SLE	SLO	0,6·V <sub>R</sub> (min 30)	30	0,037	2,456	0,208
	SLD	V <sub>R</sub>	50	0,050	2,403	0,230
SLU	SLV	9,5·V <sub>R</sub>	475	0,131	2,449	0,276
	SLC	19,5·V <sub>R</sub> (max 2475)	975	0,169	2,464	0,288

Tabella 8: Valori dei parametri a<sub>g</sub>, F<sub>o</sub>, T<sub>c</sub>\* per i periodi di ritorno TR associati a ciascun stato limite.

#### 4.4 ASPETTI METODOLOGICI

##### 4.4.1 Amplificazione litologica

Per la determinazione dell'amplificazione sismica, fattori geomorfologici e stratigrafici locali possono modificare le caratteristiche del moto sismico, filtrando le onde nel passaggio dal bedrock alla superficie. L'effetto di filtraggio conduce ad una ridistribuzione dell'energia con eventuale amplificazione del moto vibratorio associato ad alcune frequenze.

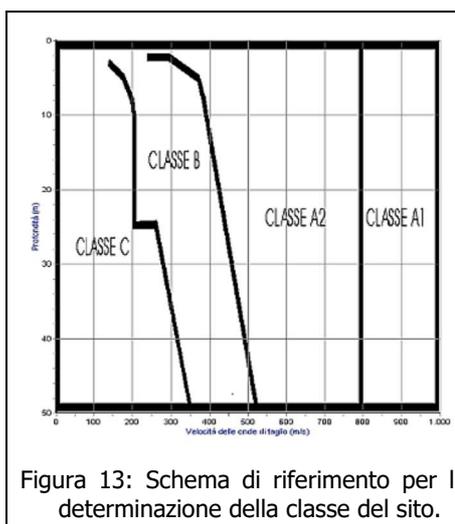


Figura 13: Schema di riferimento per la determinazione della classe del sito.

Per la classificazione del sito per determinare l'eventuale amplificazione sismica, le NTC18, riprendendo quanto riportato nell'Eurocodice 8 (con particolare riferimento alla prima parte EN1998 – 1 in cui si definiscono le regole generali, le azioni sismiche e regole specifiche per edifici), fa riferimento sia alla velocità delle onde S nella copertura sia allo spessore della stessa.

L'Eurocodice 8 identifica diverse classi: la A (a sua volta suddivisa in due sottoclassi, la A1 e la A2), e dalla B alla E, ad ognuna delle quali è associato uno spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della

classe del sito è riportato in Figura 14.

Categoria	Descrizione
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	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato sismico non superiore a 30 m.

Tabella 9: Categorie di sottosuolo di fondazione dell'Eurocodice 8 come trasposta nelle NTC18 (Tabella 3.2.II delle NTC18). Per la categoria di suolo D, è stata introdotta una soglia minima sulla velocità media, pari a 100 m/s, mentre tutte le altre soglie numeriche sono state conservate inalterate.

In generale il fenomeno dell'amplificazione sismica diventa più accentuato passando dalla classe A alla classe D.

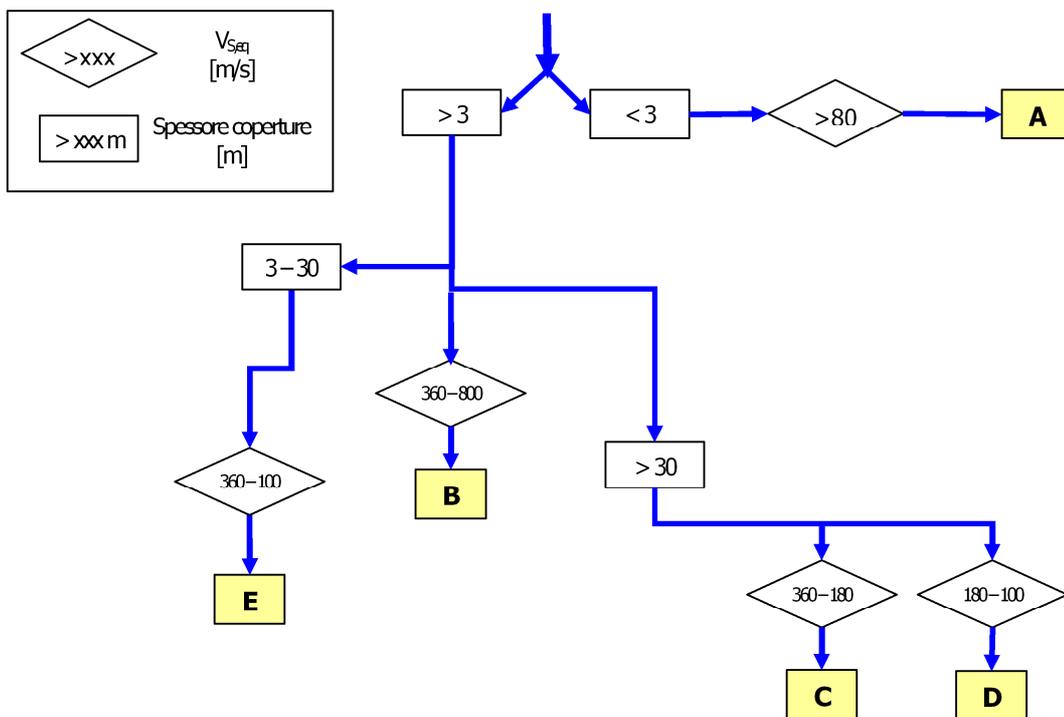


Figura 14: Diagramma di flusso per l'individuazione delle categorie di sottosuolo.

Diversamente dalle NTC08, con particolare riferimento al suolo di categoria B, le NTC18 contemplano l'abbandono del parametro  $V_{s30}$  a favore di un simile parametro denominato "Velocità equivalente". Questa è calcolata in modo perfettamente analogo alla  $V_{s30}$  ma, invece, di estendere la media pesata fino ai rigorosi 30 m di profondità è portata sino ad una profondità H (che può essere pari a 30 m, ma anche ad un valore minore).

Il valore della profondità H è il raggiungimento del "substrato sismico", caratterizzato da velocità superiori agli 800 m/s. Per le diverse categorie di suolo (con

esclusione della categoria residuale E) si ha quindi (rif. Punto 3.2.2 della Circolare 7/2019):

- Suoli di categoria A ove non è prevista la verifica della velocità equivalente con la soglia di 800 m/s, ma viene previsto l'utilizzo diretto delle  $V_{s30}$ . Questo perché per tale categoria di suoli è facile avere una profondità  $H$  pari a 0 m, per cui sarebbe impossibile calcolare la "Velocità equivalente";
- Suoli di categoria B, ove non è prevista una verifica della stratigrafia per l'assegnazione della categoria di suolo, ma vale esclusivamente il valore di  $V_{s,eq}$  misurato sino al raggiungimento del substrato sismico ( $H$  variabile) o, nel caso di terreni nei quali la profondità del substrato sismico è maggiore di 30 m ( $H \geq 30$  m), la  $V_{s,eq}$  coincide di fatto con la  $V_{s30}$ ;
- Suoli di categoria C e D, ove il substrato sismico è superiore a 30 m, la  $V_{s,eq}$  coincide con la  $V_{s30}$ .

Secondo la Circolare 7/2019 per i terreni nei quali la profondità del substrato sismico è maggiore di 30 m ( $H \geq 30$  m), la  $V_{s,eq}$  coincide di fatto con la  $V_{s30}$  delle NTC08. L'introduzione della  $V_{s,eq}$ , unita alla modifica nella definizione delle categorie di sottosuolo, si è resa necessaria al fine di includere le configurazioni stratigrafiche che rimanevano escluse nelle NTC08 (ad esempio profili di tipo B con profondità del substrato inferiore a 30 m).

Ai sensi delle NTC18, la stratigrafia delle  $V_s$  è misurata dal piano indicato in Figura 15.

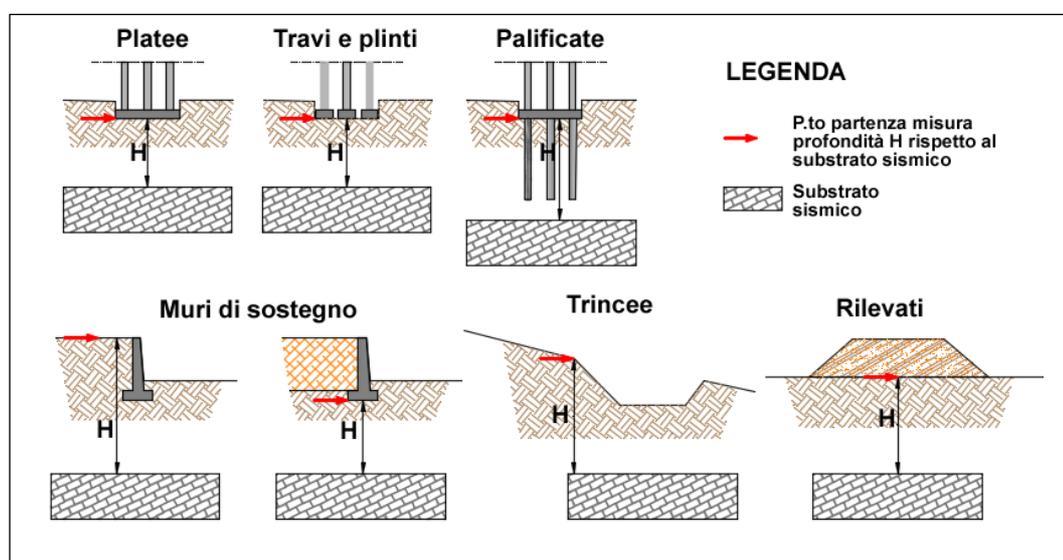


Figura 15: Punto di misura della profondità per la determinazione delle  $V_{s,eq}$ . Per le fondazioni superficiali la profondità è riferita al piano di imposta mentre, per le fondazioni su pali, è riferita alla testa dei pali.

Per velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio si intende la media armonica delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad (\text{m/s})$$

Per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite in Tabella 9, la forma spettrale del sottosuolo di categoria A viene adeguata al sito attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_s$  ed il coefficiente topografico  $S_T$ . Il valore del periodo  $T_c$  è adeguato attraverso l'applicazione del coefficiente  $C_c$ . I coefficienti  $S_s$  e  $C_c$ , in relazione alla tipologia di sottosuolo, si determinano come riportato in Tabella 10.

Categoria	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,50$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,80$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 10: Parametri di adeguamento forma spettrale e del periodo in relazione al tipo di sottosuolo (Tabella 3.2.IV delle NTC18).

#### 4.4.2 Amplificazione morfologica

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata in Tabella 11.

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali. Creste o dorsali allungate devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Cat.	Caratteristiche della superficie topografica	$S_T$
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,0
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,2
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,4

Tabella 11: Parametri di adeguamento forma spettrale riguardo la topografia (Tab. 3.2.III delle NTC18).

### 4.5 VERIFICHE SITOSPECIFICHE

#### 4.5.1 Amplificazione litologica

Rispetto alla classificazione sismica del sottosuolo, sulla base dei dati ricavati dalla

bibliografia disponibile (studio geologico a supporto del PGT) e dalle indagini / verifiche effettuate, si ha una stratigrafia geologica costituita da depositi di copertura (di significativo spessore) sovrapposti al substrato lapideo.

Nell'ambito della predisposizione dello studio geologico a supporto del PGT si è effettuata la valutazione della pericolosità sismica locale di secondo livello (sono anche presenti indagini simiche in vicinanza dell'area di intervento, anche se la valutazione della risposta sismica è stata effettuata in base alle NTC08 e non in base alle NTC18); si è quindi realizzata una campagna di indagini sismiche mediante tecnica HVSR per la definizione della categoria simica di suolo e la cui ubicazione è riportata in Figura 16.

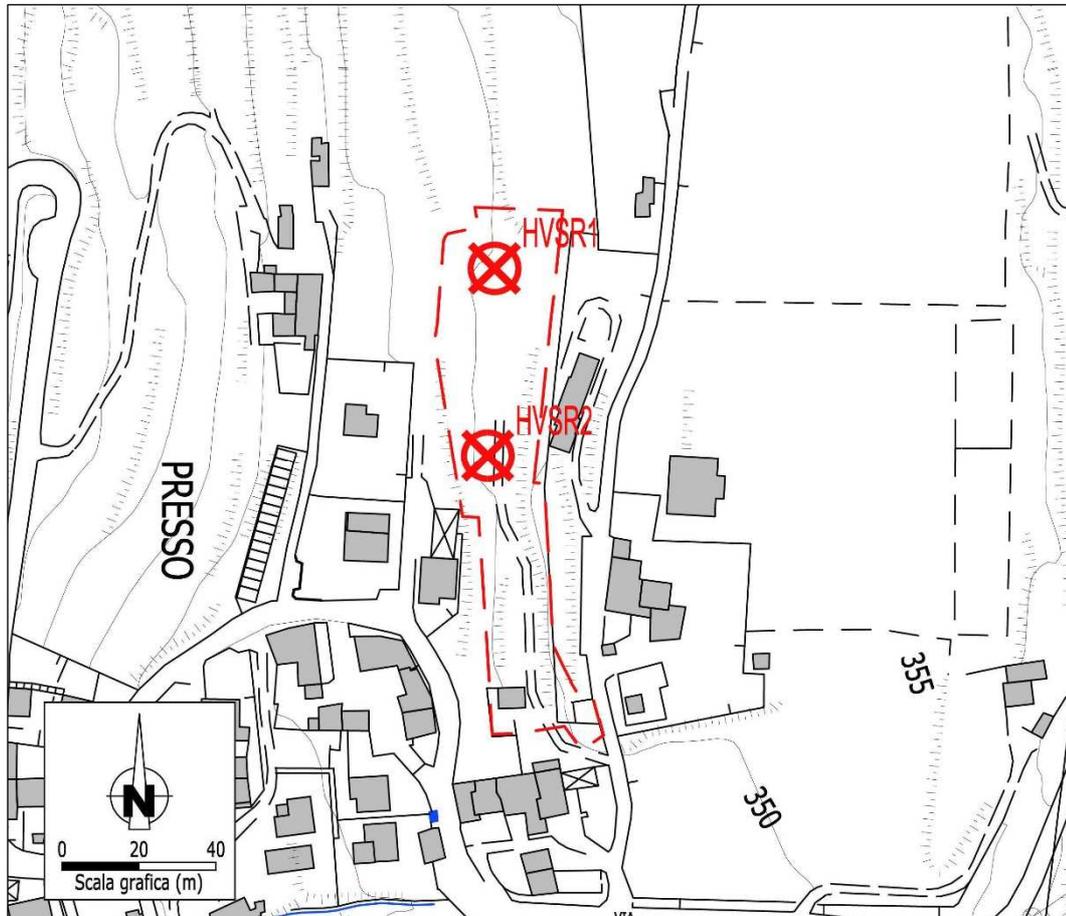


Figura 16: Ubicazione prove disponibili (scala 1:2.000). HVSR punto di indagine sismica con tecnica HVSR.

#### 4.5.1.1 Indagini di riferimento

##### 4.5.1.1.1 Metodologia di indagine HVSR

Le misure sismiche HVSR o H/V (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) sono indagini geofisiche a stazione singola finalizzate alla caratterizzazione sismica di sito tramite la stima delle frequenze fondamentali di risonanza.

Le NTC18 ricalcano l'Eurocodice 8, il quale a sua volta ha recepito in toto la normativa californiana, che prevede di fornire una base quantitativa per la classificazione dei suoli in termini di effetti di sito attraverso la determinazione della velocità

delle onde S nelle porzioni superficiali di suolo.

Le misure a stazione singola del tremore sismico portano, attraverso i rapporti spettrali, alla misura immediata della frequenza di risonanza del sottosuolo e con l'inversione delle misure H/V, permettono di stimare sia la stratigrafia superficiale, sia la stratigrafia delle  $V_s$ .

Il metodo HVSR è una tecnica a stazione singola, si effettua cioè per mezzo di un singolo sismometro tricomponente a larga banda e alta sensibilità che viene posto sul terreno e campiona il rumore sismico per alcuni minuti. Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione e diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremori.

Le basi teoriche dell'H/V sono facilmente comprensibili in un mezzo del tipo strato + bedrock (o strato assimilabile al bedrock) in cui i parametri sono costanti in ciascuno strato (modellazione 1 – D). Con questa configurazione si ricava la frequenza di risonanza (fr) dello strato relativa alle onde S:

$$fr = \frac{V_{st}}{(4 \cdot H)}$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva H/V mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle velocità che è solitamente disponibile almeno a livello di massima, è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati. Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto ma la prassi di usare il rapporto tra gli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per il contenuto in frequenza, la risposta strumentale e l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto. La normalizzazione, che rende più semplice l'interpretazione del segnale, è alla base della diffusione del metodo.

La situazione, nel caso di un suolo reale, è però più complessa. Innanzitutto il modello di strato piano al disopra del bedrock si applica molto raramente. Inoltre la velocità aumenta con la profondità, possono esserci eterogeneità laterali importanti ed infine la topografia può non essere piana. L'inversione delle misure di tremore a fini stratigrafici, nei casi reali, sfrutta quindi la tecnica del confronto degli spettri singoli e dei rapporti H/V misurati con quelli 'sintetici', cioè con quelli calcolati relativamente al campo d'onde completo di un modello 3D.

L'interpretazione è tanto più soddisfacente, e il modello tanto più vicino alla realtà, quanto più i dati misurati e quelli sintetici sono vicini. Inoltre uno dei problemi principali di questa visione è che i microtremori sono solo in parte costituiti da onde di volume, P o S. Essi sono costituiti in misura molto maggiore da onde superficiali e in particolare da onde di Rayleigh, tuttavia ci si può ricondurre a risonanza delle onde di volume poiché le onde di superficie sono prodotte da interferenza costruttiva di queste ultime.

#### 4.5.1.1.1 Strumentazione

La strumentazione utilizzata è costituita da GEOBOX che ottimizza la misura del microtremore nell'intervallo di frequenze comprese tra 0,1 e 300 Hz, permettendo di raggiungere una risoluzione migliore di quella raggiunta dalle più recenti catene di sismometri fissi e digitalizzatori.

I sensori sono costituiti da una terna di velocimetri smorzati criticamente che trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore a dinamica non inferiore a 23 bit. Le caratteristiche progettuali di tale strumentazione consentono una accuratezza relativa maggiore di  $10^{-4}$  sulle componenti spettrali al di sopra di 0,1 Hz. Il moto del terreno è amplificato, convertito in forma digitale, organizzato e trasferito ad un PC dove, mediante il codice di calcolo Easy HVSR della Geostru, viene analizzato e revisionato il segnale.

#### 4.5.1.1.2 Restituzione dei risultati

L'elaborazione del segnale permette di ottenere:

- la frequenza caratteristica di risonanza del sito, che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericoloso per la stabilità degli stessi;
- la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la velocità media delle onde di taglio  $V_s$  calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prove penetrometriche, sondaggio, sismica a rifrazione, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. Sarà quindi possibile calcolare la stratigrafia delle  $V_s$  e la relativa categoria del suolo di fondazione in ottemperanza delle NTC18;
- stratigrafia del sottosuolo in un range di indagine compreso tra 0,5 e 700 m di profondità.

Tutte le valutazioni effettuate sono riportate in un report (contenente anche la tabella con i criteri di significatività).

#### 4.5.1.2 Risultati

La campagna sismica basata sulla tecnologia HVSR ha portato a determinare le principali correlazioni stratigrafiche riportate in APPENDICE A e, relativamente alla risposta sismica del sito, le indagini di riferimento per la prova HVSR1 ha restituito i valori riportati in Tabella 12.

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m <sup>3</sup> ]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	12,95	19	0,31	443

2	12,95	30	20	0,29	589
3	42,95	14,25	23	0,28	1090
4	57,2	1	23	0,25	1525

Tabella 12: Stratigrafia delle Vs misurata a partire dal piano campagna.

$$V_{s,eq} = V_{s30} = 515,7 \text{ m/s}$$

Per il valore di  $V_{s,eq}$  determinato si ha un suolo di Categoria B per il quale non risulta necessaria la stratigrafia riportata in Figura 14.

Al fine di verificare le modalità di applicazione del metodo semplificato di cui alle NTC18, bisogna verificare che il fattore di amplificazione (FAC) del sito calcolato secondo le modalità stabilite dalla DGR IX/2616/2011, Allegato 5, sia inferiore al valore soglia del fattore di amplificazione (FAS) predeterminato per ogni comune dalla Regione Lombardia. In base alla procedura regionale contenuta nella DGR IX/2616/2011 e sulla base dei dati della stratigrafia delle Vs riportata in Tabella 12, si ricava il periodo proprio del sito T, che risulta 0,3152 s (calcolato da una profondità minima di 4 metri da p.c. e considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità Vs è pari o superiore a 800 m/s – dato reale in quanto l'indagine ha raggiunto il substrato sismico).

Oltre a ciò si è individuata la scheda di valutazione idonea che è quella limoso – sabbiosa 2; da tale scheda si ricava la curva da impiegare per il calcolo dei valori di Fa nell'intervallo 0,1 – 0,5 s e che corrisponde alla NUMERO 3.

I valori di FAC calcolati sono rispettivamente di 1,8 per l'intervallo di 0,1 – 0,5 s e 1,3 per l'intervallo 0,5 – 1,5 s; considerando una variabilità di + 0,1 che tiene in conto la variabilità del valore di Fa ottenuto (punto 2.2.2 dell'Allegato 5), si ricavano i valori di Fa definitivi:

Intervallo 0,1 – 0,5 s     $Fa = 1,8 \rightarrow +0,1$  (da DGR IX/2616/2011)  $\rightarrow Fa = 1,9$

Intervallo 0,5 – 1,5 s     $Fa = 1,3 \rightarrow +0,1$  (da DGR IX/2616/2011)  $\rightarrow Fa = 1,4$

Considerando che si è in presenza di suoli in Categoria B, i valori soglia stabiliti dalla Regione per il comune sono rispettivamente di 1,4 per l'intervallo di 0,1 – 0,5 s e 1,7 per l'intervallo 0,5 – 1,5 s. I valori di amplificazione calcolati sono quindi rispettivamente SUPERIORE al valore di soglia regionale nell'intervallo di periodi 0,1 – 0,5 s e INFERIORE al valore di soglia regionale nell'intervallo di periodi 0,5 – 1,5 s.

Pertanto NON può applicarsi il metodo semplificato di cui alle NTC18  $\rightarrow$  risulta quindi necessario adottare un suolo di Categoria E che presenta un valore soglia regionale compatibile con quello calcolato; per tale suolo di Categoria E non risulta necessaria la stratigrafia riportata in Figura 14.

La prova HVSR2 ha restituito i valori riportati in Tabella 12.

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m <sup>3</sup> ]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	6,74	19	0,31	367
2	6,74	35,55	20	0,29	548

3	42,29	1	23	0,28	1358
4	43,29	1	23	0,25	1501

Tabella 13: Stratigrafia delle Vs misurata a partire dal piano campagna.

$$V_{s,eq} = V_{s30} = 496,4 \text{ m/s}$$

Per il valore di  $V_{s,eq}$  determinato si ha un suolo di Categoria B per il quale non risulta necessaria la stratigrafica riportata in Figura 14.

Al fine di verificare le modalità di applicazione del metodo semplificato di cui alle NTC18, bisogna verificare che il fattore di amplificazione (FAC) del sito calcolato secondo le modalità stabilite dalla DGR IX/2616/2011, Allegato 5, sia inferiore al valore soglia del fattore di amplificazione (FAS) predeterminato per ogni comune dalla Regione Lombardia. In base alla procedura regionale contenuta nella DGR IX/2616/2011 e sulla base dei dati della stratigrafia delle Vs riportata in Tabella 12, si ricava il periodo proprio del sito T, che risulta  $0,3152$  s (calcolato da una profondità minima di 4 metri da p.c. e considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità Vs è pari o superiore a 800 m/s – dato reale in quanto l'indagine ha raggiunto il substrato sismico).

Oltre a ciò si è individuata la scheda di valutazione idonea che è quella limoso – sabbiosa 2; da tale scheda si ricava la curva da impiegare per il calcolo dei valori di Fa nell'intervallo 0,1 – 0,5 s e che corrisponde alla NUMERO 3.

I valori di FAC calcolati sono rispettivamente di 1,8 per l'intervallo di 0,1 – 0,5 s e 1,3 per l'intervallo 0,5 – 1,5 s; considerando una variabilità di + 0,1 che tiene in conto la variabilità del valore di Fa ottenuto (punto 2.2.2 dell'Allegato 5), si ricavano i valori di Fa definitivi:

Intervallo 0,1 – 0,5 s    Fa = 1,8 → +0,1 (da DGR IX/2616/2011) → Fa = 1,9

Intervallo 0,5 – 1,5 s    Fa = 1,3 → +0,1 (da DGR IX/2616/2011) → Fa = 1,4

Considerando che si è in presenza di suoli in Categoria B, i valori soglia stabiliti dalla Regione per il comune sono rispettivamente di 1,4 per l'intervallo di 0,1 – 0,5 s e 1,7 per l'intervallo 0,5 – 1,5 s. I valori di amplificazione calcolati sono quindi rispettivamente SUPERIORE al valore di soglia regionale nell'intervallo di periodi 0,1 – 0,5 s e INFERIORE al valore di soglia regionale nell'intervallo di periodi 0,5 – 1,5 s.

Pertanto anche in questo caso NON può applicarsi il metodo semplificato di cui alle NTC18 → risulta quindi necessario adottare un suolo di Categoria E che presenta un valore soglia regionale compatibile con quello calcolato; per tale suolo di Categoria E non risulta necessaria la stratigrafica riportata in Figura 14.

#### 4.5.2 Amplificazione morfologica

Per quanto riguarda le caratteristiche morfologiche del sito, si assume un assetto morfologico di Categoria T1 (le opere si collocano in un contesto con acclività non superiore a 15°).

#### 4.6 VALUTAZIONI COMPLESSIVE

In relazione alle valutazioni riportate in precedenza, gli interventi ricadono in **Ca-** **tegoria E** di suolo ed **assetto topografico T1** si ha quindi:

	SLE		SLU	
	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>S<sub>s</sub></b>	1,60	1,60	1,60	1,54
<b>C<sub>c</sub></b>	2,16	2,07	1,92	1,89
<b>S<sub>T</sub></b>	1,00	1,00	1,00	1,00

Per quanto riguarda l'azione sismica, al fine di determinare i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$ , si introduce il coefficiente  $\beta_m$  di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; pertanto coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  si determinano con:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Dove il valore di  $\beta_m$  è riportato in Tabella 14.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,028
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 14: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (tabella 7.11.II NTC18).

Con i valori  $S_s$  e  $S_T$ , si è determinato il valore massimo di accelerazione sismica utile per le opere in progetto e gli altri parametri sito dipendenti, cui corrispondono i parametri sismici riportati in Tabella 15.

Parametri	SLE		SLU	
	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>kh</b>	0,012	0,016	0,050	0,062
<b>kv</b>	0,006	0,008	0,025	0,031
<b>A<sub>max</sub> [m/s<sup>2</sup>]</b>	0,586	0,779	2,061	2,553
<b>Beta</b>	0,200	0,200	0,240	0,240

Tabella 15: Parametri sismici del sito relativi alla stabilità dei pendii e fondazioni superficiali. Il valore di  $a_{max}$  così determinato considera il coefficiente  $\beta_m$  di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Riguardo ai diversi stati limite, considerando la tipologia di opere e l'assenza di diverse indicazioni da parte del Committente, per lo stato limite di esercizio (SLE) dinamico si è considerato lo stato limite di danno (SLD), per lo stato limite ultimo (SLU) dinamico si è considerato stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

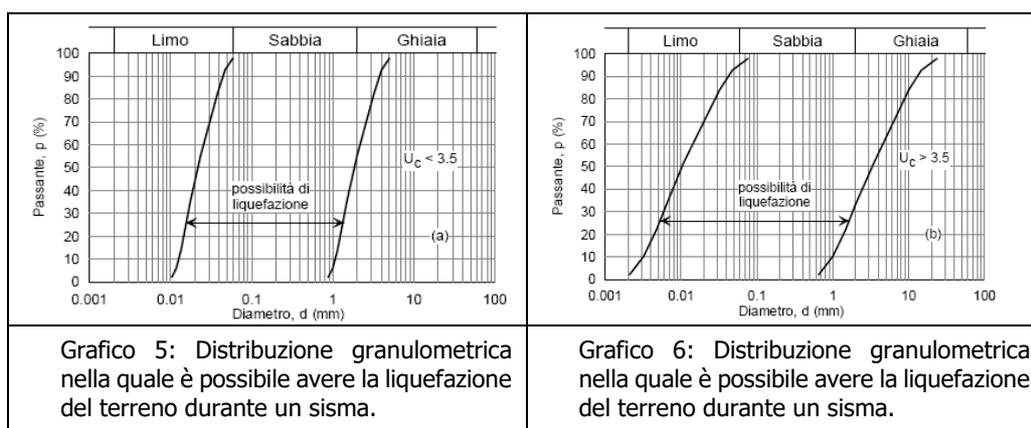
Considerando che le opere in progetto ricadono in zona sismica 3 non vengono considerate le componenti verticali.

Le opere previste non rientrano tra quelle giudicate classificate "strategiche" – "rilevanti" dalla Regione Lombardia (DDUO 19904/2003).

#### 4.7 LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

In caso di verifiche agli stati limite dinamici, deve essere effettuata la verifica alla liquefazione del terreno. La verifica a liquefazione (sezione 7.11.3.4.2 NTC18) può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti cinque circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub – orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata\* (N1)60 > 30 oppure  $qc_{1N} > 180$  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  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;



4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in Grafico 5 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e Grafico 6 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ . Dove  $U_c$  è il rapporto  $D_{60}/D_{10}$ , dove  $D_{60}$  e  $D_{10}$  sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa.

#### Necessità di verifiche alla liquefazione

Nel caso specifico, come risulta dalla Tabella 8 (0,125 ag/g – SLV) si è in presenza di accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) superiori a 0,1g: pertanto non è soddisfatta la condizione prevista dalla sezione 7.11.3.4.2 NTC18 per non effettuare la verifica alla liquefazione dei suoli in condizioni sismiche.

Considerando che nell'ambito del comparto in cui ricadono gli edifici è assente una falda persistente a profondità geotecnicamente significative (si veda § 3), è

soddisfatta la condizione prevista dalla sezione 7.11.3.4.2 NTC18 per non effettuare la verifica alla liquefazione dei suoli in condizioni sismiche.

## 5 ELEMENTI GEOGNOSTICI E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 ELEMENTI GENERALI RELATIVI ALL'INTERVENTO

In relazione alla posizione ed all'assetto geologico locale, le opere in progetto si sviluppano nello scenario con depositi di copertura di natura glaciale di significativo spessore, poggianti su depositi di frana cementati, anche questi di significativo spessore.

In considerazione delle modalità di intervento, per le fondazioni / scavi risulta quindi significativa l'interazione con i depositi di copertura di natura glaciale che, però, anche per via del pregresso utilizzo agricolo, presentano caratteristiche eterogenee nelle porzioni più superficiali.

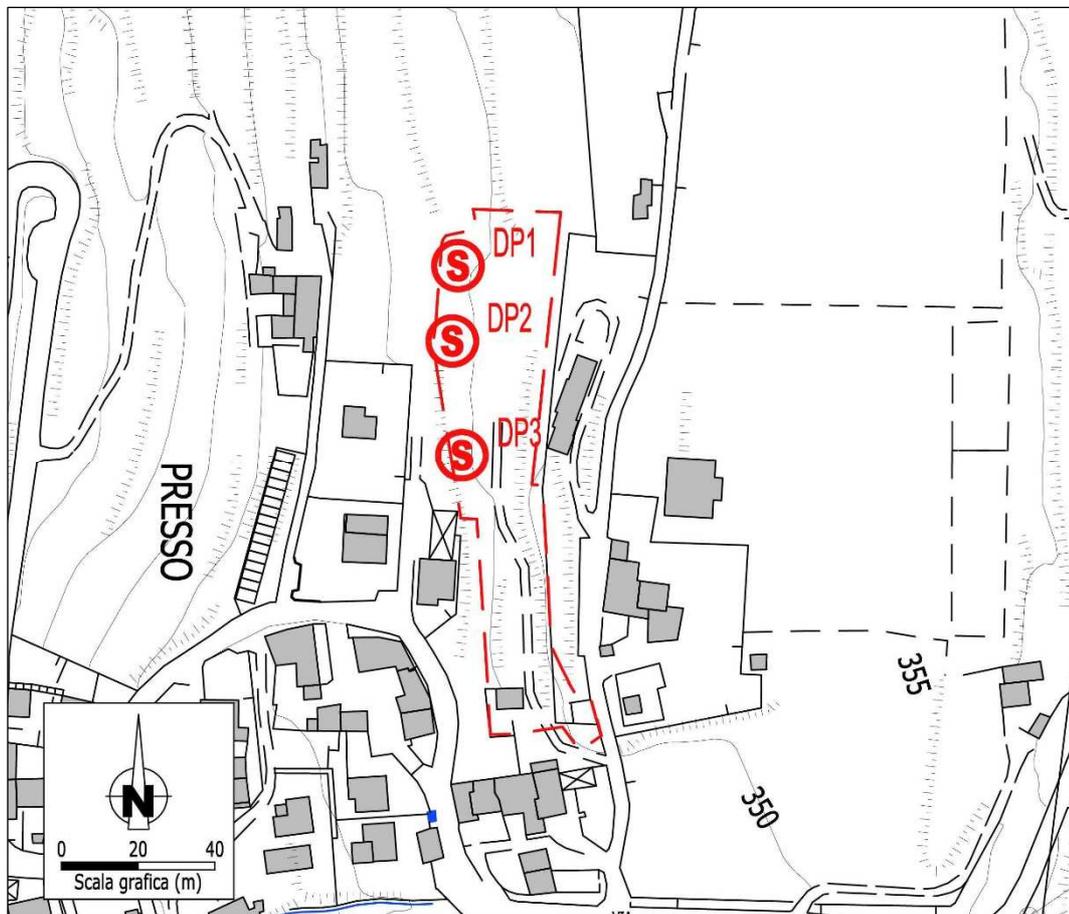


Figura 17: Ubicazione del punto di indagine (scala 1:2.000). DP: Prova penetrometrica dinamica con relativo identificativo.

In conseguenza di ciò, ai fini della verifica della geologia e delle caratteristiche geometriche e geotecniche dei terreni, si è fatto riferimento a una campagna geognostica realizzata a mezzo di prove penetrometriche finalizzata a caratterizzare i depositi più superficiali. L'ubicazione delle prove è riportata nella planimetria di Figura 17.

Visti i dati disponibili, l'entità delle opere ed i terreni presenti in zona, la campagna geognostica effettuata risulta idonea e correttamente proporzionata per la

caratterizzazione geotecnica dei terreni e, pertanto, non si è ritenuto opportuno procedere al prelievo di campioni e/o ulteriori tipologie di indagine.

## 5.2 INDAGINI DISPONIBILI

### 5.2.1 Prove penetrometriche

#### 5.2.1.1 Modalità esecutive – prove penetrometriche dinamiche

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ ) misurando il numero di colpi N necessari.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura  $\alpha$ );
- avanzamento (penetrazione)  $\delta$ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente):

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20 – 25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25

Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25
--------------------------------	------	-------------	----

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL – 30 – MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente  $M = 30$  kg, altezza di caduta  $H = 0,20$  m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica ( $\alpha=60 - 90^\circ$ ), diametro  $D$  35.7 mm, area base cono  $A=10$  cm<sup>2</sup> rivestimento /fango bentonitico: talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL – 20 – MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente  $M = 20$  kg, altezza di caduta  $H=0.20$  m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica ( $\alpha= 60 - 90^\circ$ ), diametro  $D$  35,7 mm, area base cono  $A=10$  cm<sup>2</sup> rivestimento /fango bentonitico: talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente  $M = 73$  kg, altezza di caduta  $H=0.75$  m, avanzamento  $\delta=30$  cm, punta conica ( $\alpha = 60^\circ$ ), diametro  $D = 50,8$  mm, area base cono  $A=20,27$  cm<sup>2</sup> rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)  
 massa battente  $M=63,5$  kg, altezza caduta  $H=0,75$  m, avanzamento  $\delta=20 - 30$  cm, punta conica conica ( $\alpha = 60^\circ - 90^\circ$ ) diametro  $D = 50,5$  mm, area base cono  $A = 20$  cm<sup>2</sup>, rivestimento /fango bentonitico: talora previsto.

In relazione all'accessibilità del sito per l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche è stato impiegato un penetrometro cingolato statico – dinamico super pesante.

I dati desunti dalle prove penetrometriche sono riportati in APPENDICE B.

### 5.3 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

#### 5.3.1 Correlazione $N_{DPSH}$ con $N_{SPT}$ (prove penetrometriche)

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi  $N_{SPT}$  ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con  $N_{SPT}$ . Il passaggio viene dato da:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_l = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e  $Q_{spt}$  è quella riferita alla prova SPT. L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M → peso massa battente.

M' → peso aste.

H → altezza di caduta.

A → area base punta conica.

δ → passo di avanzamento.

#### Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd → resistenza dinamica punta (area A).

e → infissione media per colpo (d/ N).

M → peso massa battente (altezza caduta H).

P → peso totale aste e sistema battuta.

#### Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$  è il numero di colpi normalizzato definito come segue (Liao e Whitman 1986):

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{(Pa' \sigma_{vo})} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa}$$

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_s \cdot C_r \cdot C_d$$

ER<sub>60</sub> → rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.

C<sub>s</sub> → parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).

C<sub>d</sub> → funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65 – 115mm).

C<sub>r</sub> → parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

#### *5.3.1.1 Metodologia di elaborazione*

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) – Meyerhof

(1956) – Desai (1968) – Borowczyk – Frankowsky (1981). Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e della resistenza alla punta

#### 5.3.1.2 Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono:

Media	Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato
Media minima	Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato
Massimo	Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato
Minimo	Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato
Scarto quadratico medio	Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato
Media deviata	Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato
Media (+ s)	Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato
Media (- s)	Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato
Distribuzione normale R, C	Il valore di $N_{Spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{SPT,k} = N_{spt,medio} - 1,645 \cdot \sigma_{Nspt}$$

dove  $\sigma_{Nspt}$  è la deviazione standard di  $Nspt$

Distribuzione normale R, N, C Il valore di  $Nspt,k$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di  $Nspt$  distribuiti normalmente:

$$N_{SPT,k} = N_{spt,medio} - 1,645 \cdot \frac{\sigma_{Nspt}}{\sqrt{n}}$$

dove  $n$  è il numero di letture

### 5.3.2 Caratteristiche geotecniche dei terreni

Considerando la natura dei terreni, caratterizzati da una peculiare variabilità ed alternanza stratigrafica, si sono definite le caratteristiche geotecniche medie dei depositi superficiali in corrispondenza delle opere in progetto sulla base delle risultanze delle prove penetrometriche effettuate in passato (interventi 1, 2, 3 e 4) e del sondaggio geognostico (intervento 5).

Le prove penetrometriche hanno evidenziato la presenza delle unità litotecniche riportate in Tabella 16, Tabella 17 e Tabella 18.

Prof. Strato (m)	N <sub>SCPT</sub>	Rd (Mpa)	Peso unità di volume (KN/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (KPa)	N <sub>SPT</sub>	Descrizione
1,2	2,25	0,74	13,73	8,24	2	Litotipo A
2,4	6,25	2,05	15,89	26,01	7	Litotipo B
3,3	41	12,74	21,77	45,34	45	Litotipo C

Tabella 16: Sintesi dei risultati prova DP1.

Prof. Strato (m)	N <sub>SCPT</sub>	Rd (Mpa)	Peso unità di volume (KN/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (KPa)	N <sub>SPT</sub>	Descrizione
1,2	3	2,28	14,22	8,53	3	Litotipo A
2,1	43,33	29,94	21,87	26,91	48	Litotipo C

Tabella 17: Sintesi dei risultati prova DP2.

Prof. Strato (m)	N <sub>SCPT</sub>	Rd (Mpa)	Peso unità di volume (KN/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (KPa)	N <sub>SPT</sub>	Descrizione
1,8	2,83	2,07	14,22	12,8	3	Litotipo A
3,3	7,6	4,97	16,28	37,81	8	Litotipo B
4,5	33,75	20,16	21,48	62,9	37	Litotipo C

Tabella 18: Sintesi dei risultati prova DP3.

In base anche alle evidenze geologiche in sito, i vari litotipi riportati nelle tabelle precedenti, sono sintetizzati come riportato in Tabella 19.

Litot.	Natura stratigrafica	AGI	N <sub>SPT</sub> caratteristico
A	Sabbia, limo (suolo in sl) con sparsi ciottoli	Sciolto	3
B	Ghiaie, sabbie, limo con sparsi ciottoli e blocchi (depositi glaciali rimaneggiati)	Poco addensato	8
A	Ghiaie, sabbie, limo con sparsi ciottoli e blocchi (depositi glaciali)	Addensato	37

Tabella 19: Sintesi dei risultati delle prove penetrometriche effettuate.

### 5.3.3 Correlazioni impiegate

Per ogni litotipo si sono determinati i principali parametri geotecnici utilizzando le correlazioni con N<sub>SPT</sub> proposte da vari autori presenti in letteratura. In primo luogo si è proceduto alla normalizzazione dei valori N<sub>SPT</sub> rispetto alla pressione litostatica utilizzando, per il sistema di battitura, un rendimento medio (ERIM) pari al 60%. La metodica impiegata è quella proposta da (Liao e Whitman, 1985):

$$(N_1)_{60} = C_n \cdot \left( \frac{ER_{IM}}{60} \right) \cdot N_{SPT} \cong \frac{ER_{IM} \cdot N_{SPT}}{60 \cdot \sqrt{\sigma'_{V0}}}$$

$$C_n = \frac{1}{\sigma'_{V0}{}^{(0,5)}}$$

Assumendo per le unità litotecniche indagate un comportamento granulare, i parametri geotecnici significativi sono il peso di volume (naturale e saturo), densità relativa, angolo di resistenza al taglio, modulo di deformazione elastica in condizioni drenate.

- Peso di volume naturale (γ<sub>n</sub>) non avendo dati di laboratorio sono stati utilizzati valori di riferimento proposti da Bruschi:

$$\gamma_n = 9,81 \cdot (1,39 + 0,053 \cdot N_{60} - 0,0011 \cdot N_{60} + 0,0000076 \cdot N_{60})$$

- Peso di volume saturo (γ<sub>s</sub>) non avendo dati di laboratorio sono stati utilizzati valori di riferimento proposti da Bowles:

$$\gamma_s = \frac{1}{a - b \cdot N_{60}}$$

Dove

a=0,59 e b=0,0056 [t/m<sup>3</sup>] con N<sub>SPT</sub> > 18

a=0,5449 e b=0,0025 [t/m<sup>3</sup>] con N<sub>SPT</sub> < 18

- Angolo di resistenza al taglio (φ): è stato stimato con la relazione di Shioi e Fukuni (1982):

$$\phi' = 0,3 \cdot N_{60} + 27$$

- Modulo di deformazione elastica (E) drenato è stato calcolato con la formula proposta Jamiolkowski et al. per terreni NC:

$$E = (10,5 - 3,5 \cdot D_R) \cdot N_{60}$$

- Coefficiente di Poisson ( $\nu$ ) è stato stimato utilizzando la correlazione proposta dall'AGI:

$$\nu = \frac{1 - \sin\phi}{2 - \sin\phi}$$

- Densità relativa ( $D_r$ ) è stata stimata utilizzando la correlazione di Terzaghi & Peck:

$$D_R = 100 \cdot \sqrt{\frac{(N1)_{60}}{60}}$$

Considerando che sporadicamente compare un'elevata frazione fine di alcuni dei terreni indagati, non si esclude talora un comportamento coesivo o parzialmente coesivo. Conseguentemente si sono determinati anche i seguenti elementi:

- Modulo edometrico ( $E_{ed}$ ) è stato stimato utilizzando la correlazione proposta da Michell e Gardner;
- Coesione non drenata ( $c_u$ ) è stata calcolata con la formula proposta Shioi & Sanglerat per argille limo – sabbiose;
- Coesione drenata ( $c'$ ) è stata calcolata secondo la formulazione di Sorensen & Okkels (2013) che pone  $c' = 0,1 \cdot c_u$  (valore cautelativo non supportato da numerose evidenze scientifiche ma scelta comunemente adottata in ambito tecnico).

#### 5.4 PROFILO GEOTECNICO

In relazione all'assetto geologico presente in sito (si veda in particolare il § 3.4) e quanto riportato ai precedenti § 5.3, viene definito il profilo geotecnico in corrispondenza di quanto in progetto e facendo sostanzialmente coincidere le unità litologiche con unità litotecniche. Si sono individuati due profili geotecnici: uno per gli interventi che si sviluppano entro i depositi glaciali (porzioni di monte dei corpi di fabbrica e autorimesse interrato – si veda Tabella 20) e uno cautelativo applicabile a tutti gli altri scenari di progetto (si veda Tabella 21).

Litotipo	Prof. (m)	$N_{60}$	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$\nu$	$D_r$	E (MPa)	$E_{ed}$ (MPa)	$c_u$ (kPa)	$c'$ (kPa)
<b>C</b>	0,0÷20,0	37	17,71	20,45	36,6	0,29	50	12,65	11,18	243,19	24,32

Tabella 20: Profilo geotecnico interventi entro depositi glaciali (parametri geotecnici nominali).

Litotipo	Prof. (m)	$N_{60}$	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$\nu$	$D_r$	E (MPa)	$E_{ed}$ (MPa)	$c_u$ (kPa)	$c'$ (kPa)
<b>A</b>	0,0÷1,0	3	14,21	18,38	25,4	0,36	27	2,65	4,33	19,72	1,97
<b>B</b>	1,0÷2,5	8	16,23	18,69	27,9	0,35	38	4,12	5,34	52,58	5,26
<b>C</b>	2,5÷	37	17,71	20,45	36,6	0,29	48	12,65	11,18	243,19	24,32

Tabella 21: Profilo geotecnico tutti gli altri interventi (parametri geotecnici nominali).

Vista la profondità massima alla quale si spingono le opere in progetto e per la natura geologico – geomorfologica del sito, si esclude l'interferenza con la

circolazione di acque sotterranee; non si reputa necessario prevedere l'introduzione di fattori correttivi dei parametri geotecnici per la presenza di falda.

### 5.5 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Secondo l'EC7, il valore caratteristico è quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento (es. un valore caratteristico di 26° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5% – frattile 5% –, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a 26°). I valori caratteristici ( $v_k$ ) sono determinabili con:

$$v_k = v_m \cdot (1+X \cdot V)$$

dove:

- $v_k$  valore caratteristico del parametro geotecnico;
- $v_m$  valore medio del parametro geotecnico;
- X parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.
- V coefficiente di variazione (COV), definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori relativi al parametro geotecnico.

L'EC7 fissa una probabilità di non superamento del 5% alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiana, un valore di X pari a - 1,645. Per quanto riguarda il coefficiente V, si può fare riferimento alla Tabella 22.

Parametro	Valori	COV	Riferimento
Peso di volume: $\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	14 ÷ 20	0,03	Harr
Peso di volume dry: $\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	13 ÷ 18	0,03	Harr
Coesione: $c_u$ kPa	10 ÷ 400	0,40	Harr
Coesione efficace: $c'$ kPa		0,45	Cherubini & Orr
Angolo di attrito: $\varphi$ °	argille	0,30	Cherubini & Orr
	limi	0,15	Cherubini & Orr
	sabbie	0,10	Cherubini & Orr
$N_{SPT}$	sabbie	0,35	Phoon
Dr	sabbie	0,15	Phoon
$E_D$	sabbie	0,55	Phoon

Tabella 22: Coefficienti di variazione (COV) delle principali grandezze geotecniche (sintesi da Harr – 1987, Cherubini et Orr – 1999, Phoon – 1995).

In alternativa ed in relazione al numero di prove disponibili, al fine di determinare il valore caratteristico, può essere adottato l'approccio Bayesiano proposto da Cherubini e Orr (1999):

$$v_k = v_m \cdot \left(1 - \frac{COV}{2}\right)$$

$v_k$  valore caratteristico del parametro geotecnico;

$v_m$  valore medio del parametro geotecnico;

COV coefficiente di variazione relativo al parametro geotecnico.

Tale approccio è applicabile in tre diverse condizioni di disponibilità dei risultati delle prove: Condizione A (nessun valore di prove disponibile), Condizione B (alcuni valori di prova disponibili – da laboratorio o prove in situ) e Condizione C (informazioni a priori con valori di prova disponibili).

#### Condizione A

In relazione alla formulazione generale, il valore medio ed il coefficiente di variabilità sono così definiti:

$$v_m = \frac{(v_a + 4 \cdot v_b + v_c)}{6} \quad COV = \frac{v_c - v_a}{v_a + 4 \cdot v_b + v_c}$$

Dove

$v_a$  valore minimo stimato del parametro geotecnico

$v_b$  valore più probabile del parametro geotecnico

$v_c$  valore massimo stimato del parametro geotecnico

#### Condizione B

Valore medio: 
$$v_m = \frac{\sum_{i=1}^n v_i}{n}$$

Deviazione standard 
$$v_x = 0,5 \cdot \frac{\sum_{i=1}^n (v_i - v_m) \cdot 2}{n-1}$$

Coefficiente di variazione 
$$COV = \frac{v_x}{v_m}$$

#### Condizione C

Valore medio 
$$v_m = \frac{v_{mp} + \frac{\sum_{i=1}^n v_{mb}}{n} \cdot \frac{COV_b}{COV_p} \cdot 2}{1 + \frac{1}{n} \cdot \frac{COV_b}{COV_p} \cdot 2}$$

Coefficiente di variazione 
$$COV = COV_p \cdot \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{COV_p}{COV_b} \cdot 2}$$

$v_{mb}$  e  $COV_b$  sono il valore medio e la deviazione standard valutati a priori  $v_{mp}$  e  $COV_p$  sono il valore medio e la deviazione standard ottenuti da valori di prova.

Secondo la Circolare 7/2019, si ha una doppia possibilità in relazione al volume di terreno che interagisce con la struttura:

*In caso di volume elevato di terreno che interagisce con la struttura:* il valore caratteristico può essere assunto pari al valore medio quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità, o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Pertanto il valore medio può essere impiegato nel caso di: 1) terreno di sedime di fondazioni superficiali, 2) pali per la portata laterale, 3) pendii (coltre di frana) e fronti di scavo, 4) opere di contenimento di notevole altezza e 5) strutture rigide;

*In caso di volume modesto di terreno che interagisce con la struttura:* il valore caratteristico può essere assunto pari al valore minimo quando nello stato limite considerato è coinvolto un modesto volume di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni (ad esempio, effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata). Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato. Pertanto il valore minimo può essere impiegato nel caso di: 1) terreno di base di un palo, 2) verifica a scorrimento di un muro, 3) plinti e travi non collegati, 4) fronti di scavo di modesta ampiezza e muri di H contenuta e 5) struttura con insufficiente rigidità.

*Per la determinazione dei parametri caratteristici, nel caso specifico si è adottata la soluzione proposta dalla Circolare 7/2019 nel caso di volume elevato di terreno che interagisce con la struttura. Pertanto i parametri nominali riportati al § 5.4 coincidono con i parametri caratteristici.*

## 6 VALUTAZIONI SULLA RESISTENZA DEL TERRENO

### 6.1 GENERALITÀ, AZIONI E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Per la caratterizzazione dei terreni e delle rocce di fondazione o di appoggio delle varie strutture, si sono impiegati dati desunti dalla bibliografia e relativi a situazioni analoghe, rapportati ad osservazioni dirette in loco (back analyses, rilievi strutturali speditivi, ecc.) oltreché dalle indagini in sito effettuate come evidenziato nel precedente § 5.

La scelta del tipo e dimensionamento delle fondazioni è condizionata principalmente dai seguenti fattori:

- caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione ed eventuali sollecitazioni dinamiche connesse a fenomeni sismici;
- caratteristiche strutturali e dimensioni dell'opera in costruzione;
- carichi di esercizio e conseguenti cedimenti assoluti e differenziali;
- eventuale interazione con la falda freatica.

Dal punto di vista geomeccanico e geotecnico si sono pertanto caratterizzate le aree ove sono previsti gli interventi, individuando la stratigrafia geotecnica di riferimento (si veda il § 5).

In funzione delle caratteristiche del progetto e fermo restando la libertà del progettista incaricato nelle scelte definitive riguardo la tipologia, forma e dimensioni esecutive delle fondazioni, si sono valutati alcuni scenari riguardo la resistenza del terreno, considerando fondazioni superficiali carichi verticali baricentrici (si vedano § 6.3 e § 6.4) e rispetto alle strutture fondazionali principali.

Considerando il previsto assetto delle fondazioni, per la valutazione di tali scenari si è considerato quanto segue:

- le NTC18 stabiliscono che *“La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali”* ... oltre che *“Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua”*; conseguentemente per la realizzazione del piano di fondazione si deve comunque prevedere la rimozione della coltre di terreno vegetale ed innestarsi ad almeno 0,6 ÷ 0,8 m dal piano campagna finito per garantire l'assenza dell'influenza del gelo e di significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua;
- Vista la morfologia delle aree, nonché la significativa profondità del piano di posa delle fondazioni rispetto alla morfologia della superficie topografia, si considera ininfluyente l'acclività rispetto alla resistenza del terreno;
- In relazione alle sezioni di progetto, si hanno due possibili scenari di progetto: uno per gli interventi che si sviluppano entro i depositi glaciali (porzioni di

monte dei corpi di fabbrica e autorimesse interrate) e uno cautelativo applicabile a tutti gli altri scenari di progetto (in relazione alla possibile interazione strutture – terreno tali scenari sono comunque variabili nell’ambito delle opere di urbanizzazione e delle residenze come desumibile da Figura 18, Figura 19 e Figura 20).

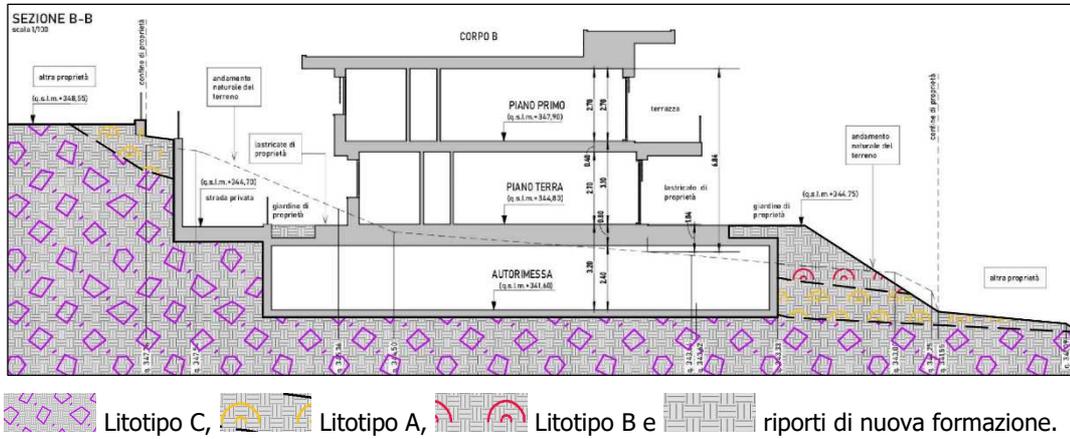


Figura 18: Sezione B – B interpretativa interazione struttura – terreno.

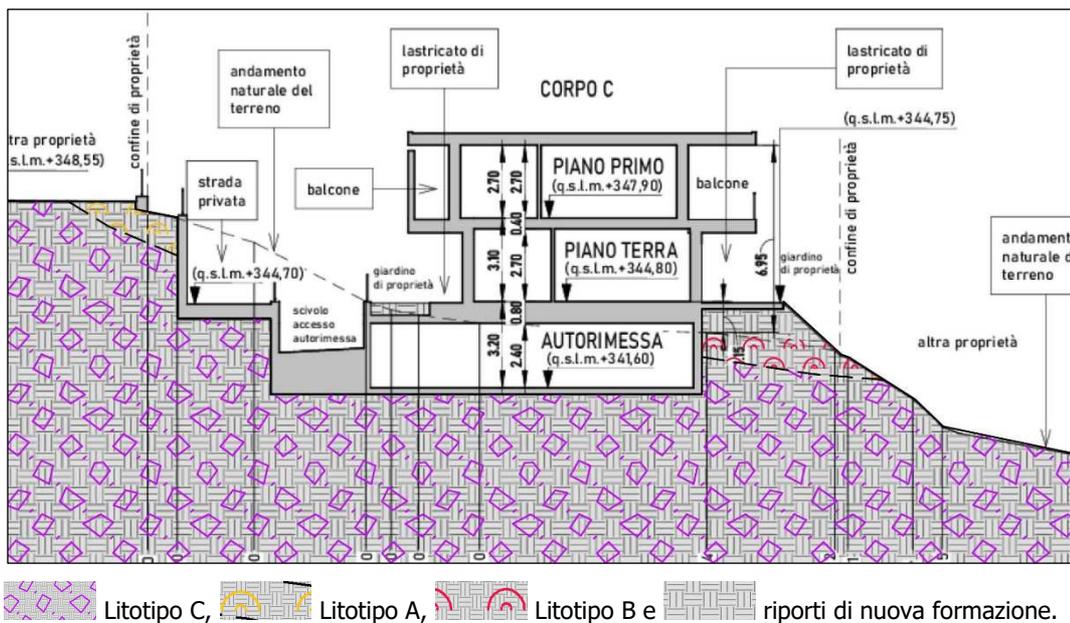


Figura 19: Sezione C – C interpretativa interazione struttura – terreno.

Per il calcolo della resistenza del terreno  $R_d$ , utile alla verifica delle condizioni relative allo stato limite ultimo (SLU), quando cioè avviene il collasso strutturale dell’opera in conseguenza della rottura del terreno, come previsto dalle NTC18 è stata eseguita soddisfacendo la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove  $E_d$  è il valore dell’azione o delle azioni di progetto e  $R_d$  è il valore della resistenza del terreno.

Nel dimensionamento delle opere di fondazione e nelle verifiche di resistenza del terreno, le azioni di progetto sono quelle trasmesse dalle opere, cui si applicano i

coefficienti parziali di amplificazione A (si veda Tabella 24) a seconda che siano azioni permanenti, permanenti non strutturali e variabili.

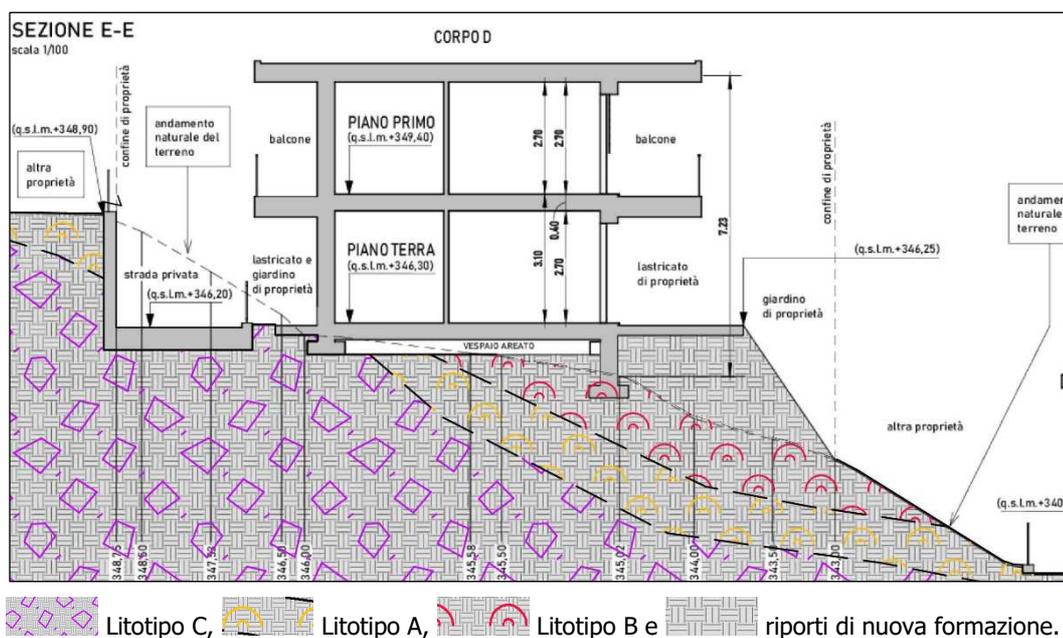


Figura 20: Sezione E – E interpretativa interazione struttura – terreno.

Ai parametri geotecnici caratteristici del terreno (angolo di attrito, coesione, ecc.) sono applicati i coefficienti riduttivi M (si veda Tabella 25) ed alla resistenza definitiva va applicato il coefficiente R scelto secondo le indicazioni riportate nella Tabella 23.

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3
Carico limite*	$\gamma_{Rv}$	1,0	1,1	2,3
Scorrimento*	$\gamma_{Rh}$	1,0	1,1	1,1
Stabilità globale**	$\gamma_{Rv}$	–	1,1	–

Tabella 23: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali\* (Tabella 6.4.I per R3 e, quando vi è una buona conoscenza del sito, ai sensi della sezione 6.2.4.1 delle NTC18, il valore di R2 per Carico limite e Scorrimento viene normalmente fissato in 1,1) e per le verifiche e di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo\*\*.

Carichi	Effetto	Coeff. parziale	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti (G1)	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (G2)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili (Q)	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 24: Coefficienti parziali da applicare alle azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tabella 2.6.I delle NTC18).

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coefficiente parziale ( $\gamma_M$ )	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi_k'$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c_k'$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_u k'$	$\gamma_{c'_u}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0
Resistenza a compressione monoassiale	$q_u$	$\gamma_{q_u}$	1,0	1,25

Tabella 25: Coefficienti parziali M (sezione 6.2.4.1.2 delle NTC18 e Tabella 6.2.II).

In accordo con l'Eurocodice 7, le verifiche delle opere geotecniche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

#### APPROCCIO 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

Nella Combinazione 1 l'EC – 7 stabilisce che il valore R1 siano unitari (DM 31 luglio 2012)

#### APPROCCIO 2

- Combinazione 1: (A1+M1+R2)

#### APPROCCIO 3

- Combinazione 1: (A1 / A2+M2+R3)

In tal caso i coefficienti A da adottarsi sono A1 per le azioni di tipo strutturale, A2 per quelle di tipo geotecnico.

Secondo le NTC18 le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno
  - collasso per scorrimento sul piano di posa / stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tabella 23, Tabella 24 e Tabella 25, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione unica (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente R3 non deve essere portato in conto.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

Tabella 26: Coefficienti di combinazione delle azioni variabili (Tabella 2.5.I delle NTC18).

La verifica di sicurezza relativa allo stato limite ultimo (SLU), in questa fase progettuale ed in assenza di indicazioni specifiche (da applicarsi in condizioni particolari), è stata effettuata in ossequio al punto 6.4.2.1. delle NTC18 Approccio 2, Combinazione unica (A1+M1+R3) con: A = Azioni ( $\gamma F$ ), M = caratteristiche dei materiali / terreno ( $\gamma M$ ) e R = Resistenza globale del sistema ( $\gamma R$ ). Nelle valutazioni di seguito riportate è stata considerata la sola condizione drenata e le verifiche dinamiche sono state condotte assimilandole a condizioni pseudo – statiche, verificando lo SLU relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

In relazione all'approccio considerato, si sono determinate le azioni massime di progetto in vari scenari e secondo la seguente modalità:

$$\sum \text{Azioni}_{Rd} (E + A + G1 \cdot \gamma_{G1} + G2 \cdot \gamma_{G2} + P + Q_{(1,2,3,...)} \cdot \Psi_{(1,2,3)j} \cdot \gamma_{Qi}) = \frac{R_d}{\gamma_R}$$

Le azioni sono suddivise in relazione alla variabilità della loro intensità nel tempo:

- G1** peso proprio degli elementi strutturali, del terreno, forze indotte dal terreno, pressione dell'acqua se costante nel tempo (permanenti agiscono durante tutta la vita nominale  $V_N$  della costruzione in modo costante);
- G2** peso proprio di tutti gli elementi non strutturali, spostamenti e deformazioni imposti di previsione progettuale (permanenti non strutturali);
- P** pretensione e precompressione, ritiro e viscosità, spostamenti differenziali;
- Q** variabili hanno valori istantanei diversi fra loro nel tempo: di lunga durata o di breve durata rispetto alla  $V_N$   
Qk1 azione variabile principale

Qk2, Qk3 azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla principale (le Qkj vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$ ,  $\psi_{2j}$  deducibili dalla Tabella 26);

**A** eccezionali incendi, esplosioni, urti ed impatti

**E** sismiche

La somma dell'azione o degli effetti delle azioni di progetto quindi è preliminarmente fatto coincidere con il carico di rottura del terreno SLU (SLV), considerando il coefficiente di sicurezza  $\gamma_R$ , verificando poi il cedimento massimo tollerabile dalle strutture di fondazione ai fini della verifica allo SLE (SLD) adottato in questa fase progettuale quello proposto da Terzaghi (25 mm per fondazioni continue ed isolate e 50 mm per le platee).

$$E_d \leq C_d$$

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento	Collegamento a reti di servizi Accesso Probab. di cedimenti differenziali	15 + 30 cm 30 + 60 cm
	• murature portanti • strutture intelaiate • ciminiera, silos	2,5 + 5 cm 5 + 10 cm 7,5 + 30 cm
Rotazione rigida (tilt)	Stabilità al ribaltamento	Dipende dall'altezza e dal peso 0,04 H 0,003 L 0,0002 L
	Rotazione di ciminiera, torri operatività di macchine • macchine tessili • turbogeneratori Binari di carro ponte Drenaggio di sup. pavimentate	0,003 L 0,01 + 0,02 L
Cedimenti differenziali	Murature portanti multipiano Murature portanti ad un piano Lesioni di intonaci Telai in c.a.	0,0005 + 0,001 L 0,001 + 0,02 L 0,001 L 0,0025 + 0,004 L
	Pareti di strutture a telaio in c.a. Telaio in acciaio Strutture semplici in acciaio	0,003 L 0,002 L 0,005 L

*L* = distanza fra due pilastri adiacenti.  
I valori ammissibili più elevati si riferiscono a strutture più flessibili ed a condizioni di sottosuolo uniformi; i più ridotti a strutture rigide e condizioni di sottosuolo irregolari.

Dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento) e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (nel caso specifico il cedimento massimo quello proposto da Terzaghi in assenza di più puntuali indicazioni progettuali che possono derivare anche dalla valutazione della casticistica riportata in

Tabella 27: Cedimenti di riferimento nei vari scenari di progetto.

Tabella 27).

Salvo che siano disponibili i dati di SLE forniti dallo strutturista, ai fini di computare le azioni per la verifica allo SLE (SLD) si ipotizza cautelativamente che le azioni permanenti non strutturali e variabili siano pari al 20% di  $\sum Azioni_{kd}$ . Pertanto l'entità delle azioni da impiegare per lo SLE (SLD) è data da:

$$\sum Azioni_{cd} = \sum Azioni_{kd} \cdot 0,8 \cdot \gamma_{G1} + \frac{\sum Azioni_{kd} \cdot 0,2}{\gamma_{G2,Qi}}$$

*È cura dello strutturista verificare che lo SLE definitivo rientri nel range sopra considerato.*

## 6.2 MODALITÀ DI CALCOLO RESISTENZA PER FONDAZIONI SU TERRENI SCIOLTI

Per il calcolo della resistenza del terreno è stata utilizzata la soluzione analitica proposta dall'Eurocodice 8, analoga a quella proposta da Brinch – Hansen ma con modifiche relative alla determinazione del fattore N e l'espressione di alcuni

coefficienti. Lo schema di rottura del terreno è quello di tipo generale.

La tensione efficace al piano di posa è stata calcolata in base ai pesi di volume tra il piano di campagna e "D" (piano di posa delle fondazioni).

### 6.2.1 Calcolo della resistenza del terreno

Le espressioni dell'EC – 7 per il calcolo della resistenza del terreno si differenziano secondo se si è in presenza di un terreno puramente coesivo ( $\varphi = 0$ ) o meno, e si esprimono nel modo seguente (implementando i coefficienti riduttivi  $\gamma_M = \gamma_{\phi}$ ,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_{c_u}$ ,  $\gamma_{\gamma}$  e  $\gamma_{qu}$  – previsti dalle NTC18).

#### Caso generale

$$\frac{R_d}{A} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot B'_\gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo  $\varphi = 0$

$$\frac{R_d}{A} = 5,14 \cdot c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q$$

in cui  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$ , sono i fattori di profondità;  $s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_\gamma$ , sono i fattori di forma;  $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico  $b_c$ ,  $b_q$ ,  $b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; i fattori  $g_c$ ,  $g_q$ ,  $g_\gamma$ , sono i fattori d'inclinazione del pendio.

I fattori  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ , sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg}\varphi} \cdot K_p \quad N_c = (N_q - 1) \cdot c \cdot \text{tg}\varphi \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}\varphi$$

Specificatamente, i fattori che compaiono nell'espressione del carico ultimo, sono dati dalle seguenti:

#### Fattori di forma

$$\text{per } \varphi = 0 \quad s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \varphi > 0 \quad s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\arctan(\text{tg}\varphi))$$

$$s_\gamma = 1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}$$

#### Fattori di profondità

Si definisce il parametro  $k$  come

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

I coefficienti si esprimono quindi come

$$\text{per } \varphi = 0 \quad d_c = 0,4 \cdot k \qquad \text{per } \varphi > 0 \quad d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c \cdot \text{tg}\varphi}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}\varphi \cdot (1 - \sin(\arctan(\text{tg}\varphi)))^2 \cdot k \qquad d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \varphi = 0 \quad i_c = 0,5 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{1-H}{A_f \cdot c}} \right)$$

$$\text{per } \varphi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \cdot \text{tg}\varphi}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0,7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot c \cdot \text{tg}\varphi} \right)^3 \qquad i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot c \cdot \text{tg}\varphi} \right)^3$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \varphi = 0 \quad b_c = \frac{2 \cdot \eta^\circ}{2 + \pi} \qquad \text{per } \varphi > 0 \quad b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \cdot \text{tg}\varphi}$$

$$b_q = (1 - \eta \cdot \text{tg}\varphi)^2 \qquad b_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del pendio

$$\text{per } \varphi = 0 \quad g_c = 1 - \frac{2 \cdot \beta^\circ}{2 + \pi} \qquad \text{per } \varphi > 0 \quad g_c = g_q - \frac{1-g_q}{N_c \cdot \text{tg}\varphi}$$

$$g_q = (1 - \text{tg}\beta)^2 \qquad g_\gamma = 1$$

Nel caso di analisi svolta in condizioni non drenate alla capacità portante va aggiunto il contributo:

$$0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot \frac{1 - 0,4 \cdot B}{L} \cdot (-2 \cdot \beta)$$

Per poter applicare la formula consigliata dall'EC – 7 devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \text{tg}\delta + A_f \cdot c_a \qquad \beta \leq \varphi \qquad i_q, i_\gamma > 0 \qquad \beta + \eta \leq 90^\circ$$

Nella formula consigliata dall'EC7 quando sono presenti contemporaneamente i fattori di forma  $s_\gamma$  e quelli di inclinazione del carico  $i_i$ , si utilizzano solo i fattori di inclinazione del carico  $i_i$ .

La resistenza del terreno è stata calcolata considerando un meccanismo di rottura locale, secondo il criterio di Terzaghi, che suggerisce il calcolo della resistenza del terreno secondo un meccanismo di rottura globale riducendo i parametri geotecnici nel modo seguente:

$$c^* = 0,667 \cdot c \quad \varphi^* = 0,667 \cdot \varphi$$

### 6.2.2 Determinazione delle caratteristiche geotecniche dello strato equivalente

Le formule sopra riportate sono valide nel caso di terreno omogeneo con la profondità. Nel caso di terreno stratificato, le caratteristiche (angolo di attrito, coesione, peso di volume, etc.) dei singoli strati sono mediati preventivamente il loro impiego nelle verifiche numeriche.

Tale operazione di media coinvolge solo gli strati interessati dal potenziale cuneo di rottura che si sviluppa inferiormente alla fondazione.

La determinazione delle caratteristiche geotecniche dello strato equivalente è calcolata come media ponderata rispetto allo spessore dei singoli strati nella sezione verticale di terreno compresa tra la profondità "D" del piano di posa della fondazione e "D + 0,5 · B · tg(45 + φ / 2)" (B = larghezza della fondazione).

I parametri dello strato equivalente sono:

- ♦ angolo di attrito interno dei materiali:  $\varphi_{eq} = \frac{\varphi_1 \cdot H_1 + \varphi_2 \cdot H_2 + \dots + \varphi_n \cdot H_n}{\sum H_i}$
- ♦ coesione:  $c_{eq} = \frac{c_1 \cdot H_1 + c_2 \cdot H_2 + \dots + c_n \cdot H_n}{\sum H_i}$
- ♦ peso di volume:  $\gamma_{eq} = \frac{\gamma_1 \cdot H_1 + \gamma_2 \cdot H_2 + \dots + \gamma_n \cdot H_n}{\sum H_i}$

### 6.2.3 Caso di terreno con presenza di falda

Nel caso sia presente la falda e se la quota è tale da interessare il cuneo di rottura, le formule per la determinazione della resistenza del terreno, devono essere integrate. È eseguito quindi il calcolo della resistenza del terreno ( $R_d$ ) ipotizzando un'altezza del cuneo di rottura fino a giungere alla quota della falda, con inclinazione delle linee di rottura correlate alla profondità.

La profondità del cuneo di rottura è determinata con  $H_s = B / 2 \cdot \text{tg} \varphi$ , se il calcolo della resistenza del terreno è effettuato con il metodo di Terzaghi, o con  $H_s = B / 2 \cdot \text{tg}(45^\circ + \varphi / s)$ , negli altri casi.

Se la profondità del cuneo di rottura così determinata è inferiore alla quota della falda, questa non è presa in considerazione ed il calcolo della resistenza del terreno eseguito normalmente. Nel caso che la profondità del cuneo di rottura sia maggiore della profondità della falda, si ha:

- 1) si determina la resistenza del terreno  $R_d$  utilizzando i parametri dello strato equivalente per la porzione di terreno superiore alla falda. Con quest'operazione si ipotizza che il cuneo di rottura abbia sviluppo pari alla distanza esistente tra la base della fondazione e la quota della falda;
- 2) Ipotizzando che la rottura avvenga per punzonamento, secondo una superficie di rottura limitata dal perimetro della base e, tenendo conto del contributo aggiuntivo  $\bar{q}$  dovuto allo strato di spessore  $d_1$ , si calcola  $R_d'$  per la porzione inferiore utilizzando questi parametri.

3) si confrontano i valori  $R_d$  e  $R_d'$  assumendo come resistenza del terreno il minore tra i due.

In forma analitica, l'espressione è la seguente:

$$\frac{R_d'}{A} = \frac{R_d''}{A} + \frac{p \cdot P_v \cdot K_s \cdot \operatorname{tg} \varphi}{A_f} + \frac{p \cdot d_1 \cdot c}{A_f}$$

dove  $R_d''$  è la resistenza del terreno nello strato sotto falda determinato utilizzando la larghezza della fondazione  $B$ ;  $\bar{q} = \gamma \cdot d_1$  il contributo del sovraccarico;  $c$  la coesione;  $\varphi$  l'angolo di attrito dello strato sotto falda;  $p$  è il perimetro della superficie di punzonamento;  $P_v$  è la spinta verticale totale dalla base della fondazione allo strato sotto falda;  $K_s$  è il coefficiente di spinta laterale del terreno compreso tra  $\operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$  e  $\operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ , oppure preso pari a  $K_0$ ;  $\operatorname{tg} \varphi$  è il coefficiente d'attrito lungo la superficie perimetrale della zona punzonata;  $p \cdot d_1 \cdot c$  è la risultante degli sforzi legati alla coesione agente sulla superficie perimetrale dell'area punzonata;  $A_f$  è l'area della fondazione;  $d_1$  è la distanza tra la base della fondazione e la quota dello strato sotto falda.

### 6.2.4 Effetto sismico

Con esclusione dei comuni ricadenti in zona sismica 4 e per le opere non considerate "strategiche" o "rilevanti", nel calcolo della portanza, per tenere conto del sisma, è stato applicato il criterio di Sano che valuta l'effetto sismico attraverso la riduzione dell'angolo d'attrito del terreno con il seguente valore:

$$\Delta \varphi = \arctan \frac{a_{g \max}}{\sqrt{2}}$$

dove  $a_{g \max}$  (in  $\text{inch/s}^2$ ) rappresenta la massima accelerazione orizzontale determinata considerando sia le caratteristiche sismiche della zona (si veda la Tabella 15 con SLV) sia i coefficienti di amplificazione, dipendente dalle caratteristiche del suolo, topografiche e considerando coefficiente  $\beta_m$ .

$$a_{\max} = \beta_m \cdot a_g \cdot S_T \cdot S_S$$

Da evidenziare che per i terreni coesivi, in cui la resistenza al taglio è espressa in condizioni drenate da un angolo di resistenza al taglio e da una coesione (drenata) ed in condizioni non drenate dalla sola coesione (non drenata), è stato dimostrato (Carrol, 1963) che l'azione sismica non produce variazioni negative nelle caratteristiche meccaniche. Più in generale, ai fini di considerare l'effetto sismico sulle proprietà meccaniche dei terreni, la correzione dei parametri geotecnici deve essere applicata quando la densità relativa è molto alta ( $D_r > 50\%$ ). Nel caso di terreni con densità relative contenute, l'effetto sismico sulle caratteristiche dei terreni si riduce progressivamente con la densità.

### 6.2.5 Cedimenti

I cedimenti delle fondazioni assumono una certa importanza legata alla rilevanza dell'opera da realizzare. Il valore di cedimento determinato, è da considerarsi come la migliore stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione

delle azioni di progetto.

Il cedimento, intendendo con tale termine quello nella direzione verticale, è formato da diverse componenti, costituite da movimenti di rotolamento e scorrimento relativo fra i granuli, che fa variare l'indice dei vuoti, e dalla rottura dei granuli che modifica la struttura del materiale. Solo una piccolissima frazione del cedimento è di natura elastica, recuperata se il carico viene rimosso. Anche se la frazione elastica è molto piccola, il terreno, nel calcolo dei cedimenti, viene trattato come materiale pseudoelastico caratterizzato dai parametri  $E_s$ ,  $G'$ ,  $\nu$  e  $k_s$ . L'esperienza ha dimostrato che una tale ipotesi consente di determinare valori dei cedimenti più che soddisfacenti.

In generale i cedimenti vengono classificati come:

- immediati, cioè quelli che si sviluppano non appena il sovraccarico viene applicato;
- di consolidazione, cioè quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo dell'ordine di mesi o anni per esaurirsi.

L'analisi dei cedimenti immediati è eseguita per tutti i terreni a grana fine con grado di saturazione  $< 90\%$  e per quelli a grana grossa con elevato coefficiente di permeabilità. L'analisi dei cedimenti di consolidazione è usata per tutti i terreni a grana fine saturi o quasi saturi. Si ricorda che il processo di consolidazione rappresenta la graduale espulsione dell'acqua, dalla zona interessata dalle sovrappressioni indotte (bulbo delle tensioni), e cioè la graduale dissipazione delle sovrappressioni neutre, l'aumento delle tensioni effettive e la diminuzione di porosità del terreno.

Per i terreni a grana grossa per i quali non è possibile eseguire campionamenti da sottoporre a prove di laboratorio i metodi usati (Schmertmann, Burland, etc.) fanno riferimento a correlazioni con parametri determinati con prove in sito (Prova SPT, Prova CPT).

Nel caso specifico, per la stima dei cedimenti è stato applicato il metodo proposto secondo il metodo dell'elasticità. Il metodo dell'elasticità per il calcolo dei cedimenti, così come implementato, fornisce due valori:

- uno per deformazione laterale impedita ( $w_{imp}$ ), assimilabile ad un cedimento a breve termine;
- uno in condizioni di deformazione laterale libera ( $w_{lib}$ ), assimilabile ad un cedimento a lungo termine.

L'espressione di  $w_{imp}$  è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i \cdot (1 - \nu - 2 \cdot \nu^2)}{E_i \cdot (1 - \nu)} \cdot \Delta z_i$$

dove

$\Delta \sigma$  = tensione indotta nel terreno alla profondità  $z$  dalla pressione di contatto della fondazione;

$E$  = modulo elastico relativo allo strato  $i$  – esimo;

$\Delta z$  = rappresenta lo spessore dello strato  $i$  – esimo in cui è stato suddiviso lo strato

compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico;

$\nu$  = coefficiente di Poisson.

L'espressione di  $w_{lib}$  è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini sono stati già descritti sopra.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato impostato sino ad una profondità in cui il valore  $H_s$  è pari al 5% del valore delle azioni trasmesse al terreno.

I valori del cedimento ottenuti dalle due relazioni rappresentano un valore minimo  $w_{imp}$  e un valore massimo  $w_{lib}$  del cedimento in condizioni elastiche della fondazione analizzata.

La distribuzione della pressione verticale nel terreno di fondazione (bulbo di pressione), nel presente documento è valutata il metodo di Boussinesq per il calcolo della pressione  $q_v$ :

$$q_v = \frac{Q}{z^2}$$

dove  $Q$  sono le azioni trasmesse in superficie,  $z$  è profondità considerata e  $I_I$  è un coefficiente ricavato dal Grafico 7.

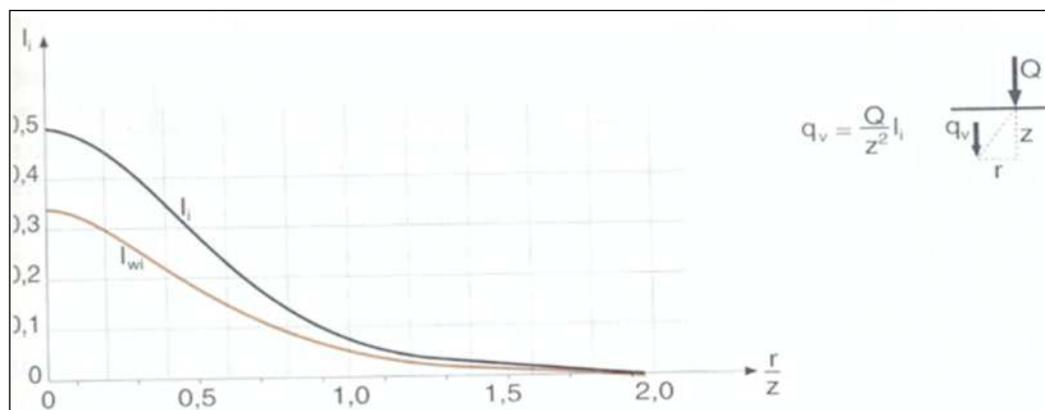


Grafico 7: Grafico per il calcolo del coefficiente  $I_I$ .

### 6.2.6 Costante di Winkler

Per la determinazione della costante di Winkler (o costante di sottofondo) si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Bowles (Fondazioni, pag. 438):

$$K_s = \frac{n \cdot R_d}{f \cdot A}$$

$K_s$  espresso in  $\text{kg/cm}^3$ ,  $n = 40$  per cedimenti di lungo periodo pari a 2,54 cm. Per cedimenti differenti, il valore di  $n$  è inversamente proporzionale al cedimento a lungo periodo ( $n = 40 \cdot (2,54 / \text{ced.finale})$ ).  $R_d / A$  è il valore di resistenza del terreno (in MPa), considerando i fattori di sicurezza parziali riportati nel § 6.1 del presente documento ed  $f$  il fattore di conversione da  $\text{MN/m}^3$  a  $\text{Kg/cm}^3$  (pari a 10).

### 6.3 RESISTENZA DEL TERRENO PER FONDAZIONI IN DEPOSITI GLACIALI

In considerazione delle caratteristiche di quanto in progetto, si è sviluppato lo scenario relativo a fondazioni nastriformi e isolate ricadenti entro depositi glaciali non rimaneggiati.

#### 6.3.1 Fondazione nastriforme

Per la determinazione della resistenza del terreno di questa ipotesi progettuale, si è considerata una fondazione nastriforme con le seguenti caratteristiche:

- *Larghezza*: 1,0 metri.
- *Profondità piano di posa* (utile per identificare le caratteristiche dei terreni sui quali poggeranno le fondazioni): 1,0 metri.
- *Incastro*, inteso come profondità dell'ulteriore scavo (assimilabile ad uno scavo in sezione obbligata) od il reinterro della fondazione rispetto alla profondità del piano di posa: 0,4 metri.
- *Profondità della falda*: non si ipotizza la presenza della falda persistente a profondità geotecnicamente significative.

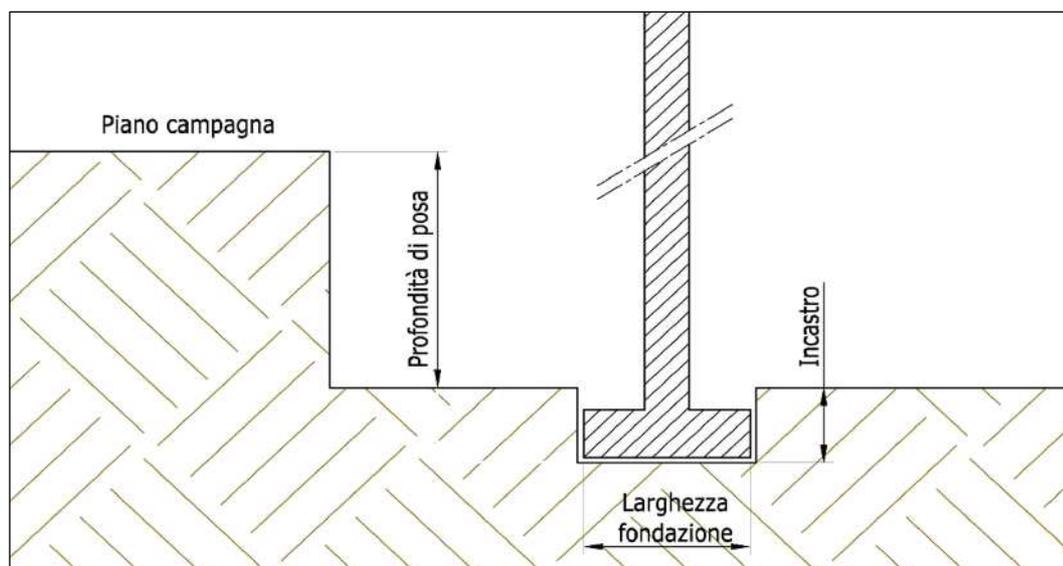


Figura 21: Schema grafico ipotesi di calcolo.

I parametri geotecnici caratteristici come identificati nel § 5 sono sintetizzati nella seguente Tabella 28.

Litotipo	Prof. (m)	N <sub>60</sub>	γ <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	φ (°)	ν	Dr	E (MPa)	E <sub>ed</sub> (MPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	c' (kPa)
C	0,0÷20,0	37	17,71	20,45	36,6	0,29	50	12,65	11,18	243,19	24,32

Tabella 28: Aspetti geotecnici della stratigrafia geotecnica di progetto (parametri caratteristici).

Nelle diverse ipotesi di calcolo in seguito riportate, non si è considerato il contributo derivato dalla presenza del magrone (normalmente di spessore 0,10 m e debordante 0,10 m ai lati della fondazione vera a propria) che generalmente migliora la risposta del terreno.

Visto che il comune in cui si sviluppano le opere ricade in Classe sismica 3, viene considerato l'effetto sismico; come desumibile dal § 4, non risultano necessarie le verifiche alla liquefazione dei terreni in caso di sisma.

Il calcolo è stato eseguito considerando i parametri geotecnici di progetto determinati con l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali riportati nel § 6.1 del presente documento.

Larghezza fondazione	B	1,00	m
Larghezza ridotta ( $B' = B - 2e$ )		1,00	m
Incastro	D	0,40	m
Peso di volume	$\gamma$	17,71	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno dei materiali	$\varphi$	35,76	°
Eventuale riduzione applicata all'angolo di attrito per effetto sismico (§ 6.2.4 del presente documento)	$\Delta\varphi$	0,84	°
Inclinazione del pendio	i	0,00	°
Coesione	c	0,00	MPa
Pressione geostatica sul piano di posa	q	0,007	MPa
Coefficiente di spinta passiva	Kp	3,81	
Coefficiente di profondità (D/B)	K	1,00	
Coefficiente di sicurezza parziale	tan $\varphi$	1,00	
Coefficiente di sicurezza parziale	c'	1,00	
Coefficiente di sicurezza parziale	cu	1,00	

I fattori calcolati sono i seguenti:

$N_c$	49,465	$N_q$	36,623	$N_\gamma$	51,308
$s_c$	1,000	$s_q$	1,000	$s_\gamma$	1,000
$d_c$	1,102	$d_q$	1,100	$d_\gamma$	1,000
$b_c$	1,000	$b_q$	1,000	$b_\gamma$	1,000
$g_c$	1,000	$g_q$	1,000	$g_\gamma$	1,000

Pertanto il valore di resistenza del terreno è:

$$\frac{R_d}{A} = 0,000 + 0,285 + 0,454 = 0,740 \text{ MPa} \rightarrow \frac{R_d}{A} / \gamma_R = 0,322 \text{ MPa}$$

La verifica allo Stato Limite di Esercizio, considerando i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni ( $\gamma_{G1}=1,0$ ), azioni permanenti non strutturali ( $\gamma_{G2}=1,5$ ) e variabili ( $\gamma_{Q1}=1,5$ ), è stata effettuata con un valore unitario delle azioni pari a 0,300 MPa. La verifica allo stato limite di esercizio comporta un cedimento a breve periodo di 23,8 mm ed un cedimento a lungo periodo di 31,2 mm, superiore a quello preso

di riferimento per lo stato limite di esercizio (25 mm); pertanto bisogna provvedere a riformulare le azioni di SLE massime per conseguire un cedimento compatibile con quanto normalmente preso come valore di riferimento.

Oltre al caso specifico di riferimento, in Tabella 29 sono riportati i valori di resistenza del terreno al variare della larghezza (B) della fondazione.

B (m)	Rd/A (MPa) x SLU	Ced. Iniz. (mm)	Ced. Fin. (mm)	Rd/A (MPa) x SLE	Ced. Iniz. (mm)	Ced. Fin. (mm)
0,5	0,234	8,8	11,6	0,234	8,8	11,6
1,0	0,322	23,8	31,2	0,259	19,1	25,0
1,5	0,417	47,9	62,7	0,171	19,1	25,0
2,0	0,513	76,6	100,4	0,133	19,1	25,0

Tabella 29: Resistenza del terreno (comprende già il coefficiente parziale  $\gamma_R$ ) e dei cedimenti al variare della dimensione della fondazione. Quando il valore di Rd/A x SLE supera il valore di Rd/A x SLU, si fa coincidere il valore di Rd/A x SLE a quello di Rd/A x SLU.

L'abaco riportante la variazione della resistenza del terreno e dei cedimenti specifici con la variazione della dimensione della fondazione, è riportato in Grafico 8.

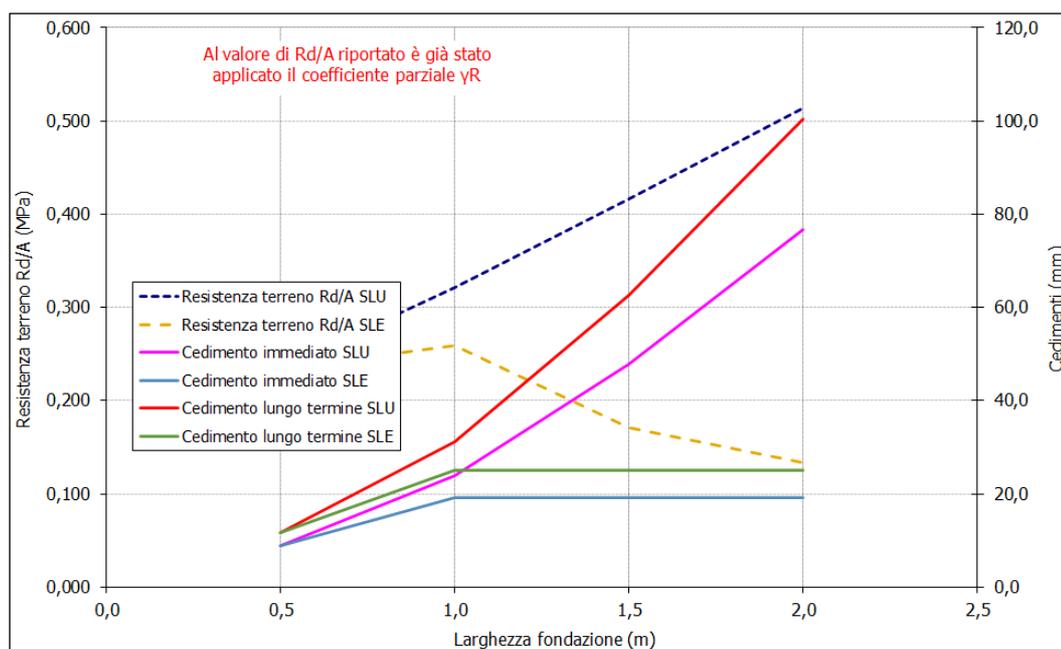


Grafico 8: Variazione della resistenza del terreno (comprende il coefficiente parziale  $\gamma_R$ ) e dei cedimenti al variare della dimensione della fondazione.

La costante di Winkler, determinata secondo la procedura riportata nel § 6.2.6, è pari a  $1,05374 \text{ kg/cm}^3$ .

### 6.3.2 Fondazione isolata

Per la determinazione della resistenza del terreno di questa ipotesi progettuale, si è considerata una fondazione quadrata con le seguenti caratteristiche:

- Lato:  $1,0$  metri

- Profondità piano di posa (utile per identificare le caratteristiche dei terreni sui quali poggeranno le fondazioni): 1,0 metri.
- Incastro, inteso come profondità dell'ulteriore scavo (assimilabile ad uno scavo in sezione obbligata) od il reinterro della fondazione rispetto alla profondità del piano di posa: 0,4 metri.
- *Profondità della falda*: non si ipotizza la presenza della falda persistente a profondità geotecnicamente significative.

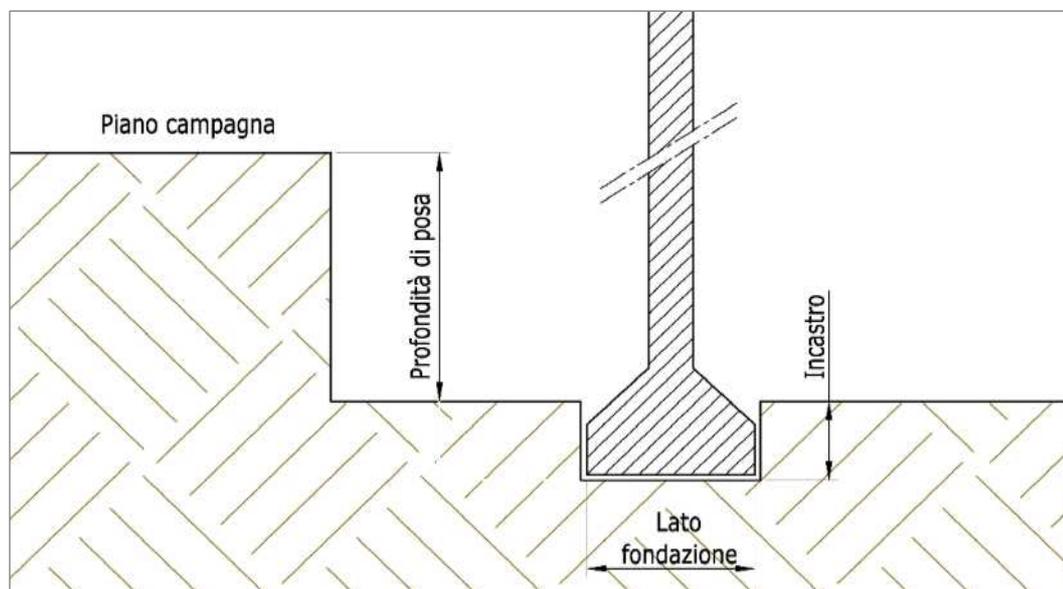


Figura 22: Schema grafico ipotesi di calcolo.

I parametri geotecnici caratteristici come identificati nel § 5 sono sintetizzati nella seguente Tabella 30.

Litotipo	Prof. (m)	N <sub>60</sub>	γ <sub>h</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	φ (°)	ν	Dr	E (MPa)	E <sub>ed</sub> (MPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	c' (kPa)
<b>C</b>	0,0÷20,0	37	17,71	20,45	36,6	0,29	50	12,65	11,18	243,19	24,32

Tabella 30: Aspetti geotecnici della stratigrafia geotecnica di progetto (parametri caratteristici).

Nelle diverse ipotesi di calcolo in seguito riportate e relativamente alla verifica dello SLE, non si è considerato il contributo derivato dalla presenza del magrone (generalmente di spessore 0,10 m e debordante 0,10 m ai lati della fondazione vera a propria) che generalmente migliora la risposta del terreno.

Seppure il comune sia ricada in Classe sismica 3, viene comunque considerato l'effetto sismico in previsione dell'entrata in vigore della DGR X/2129/2014; come desumibile dal § 4, non risultano necessarie le verifiche alla liquefazione dei terreni in caso di sisma.

Il calcolo è stato eseguito considerando i parametri geotecnici di progetto determinati con l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali riportati nel § 6.1 del presente documento.

Larghezza fondazione B 1,00 m

Lunghezza fondazione	L	1,00	m
Larghezza ridotta	$B' = B - 2e_b$	1,00	m
Lunghezza ridotta	$L' = L - 2e_l$	1,00	m
Incastro	D	0,40	m
Coefficiente di profondità (D/B)	K	0,40	
Peso di volume	$\gamma$	17,71	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno dei materiali	$\varphi$	35,76	°
Riduzione applicata all'angolo di attrito per effetto sismico (§ 6.2.4 del presente documento)	$\Delta\varphi$	0,84	°
Inclinazione del pendio	i	0,0	°
Coesione	c	0,000	MPa
Pressione geostatica sul piano di posa	q	0,007	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale	$\tan\varphi$	1,00	
Coefficiente di sicurezza parziale	c'	1,00	
Coefficiente di sicurezza parziale	c <sub>u</sub>	1,00	
Coefficiente di spinta passiva	K <sub>p</sub>	3,81	

I fattori calcolati sono i seguenti:

N <sub>c</sub>	49,465	N <sub>q</sub>	36,623	N <sub>γ</sub>	51,308
s <sub>c</sub>	1,601	s <sub>q</sub>	1,584	s <sub>γ</sub>	0,700
d <sub>c</sub>	1,102	d <sub>q</sub>	1,100	d <sub>γ</sub>	1,000
b <sub>c</sub>	1,000	b <sub>q</sub>	1,000	b <sub>γ</sub>	1,000
g <sub>c</sub>	1,000	g <sub>q</sub>	1,000	g <sub>γ</sub>	1,000

Pertanto il valore di resistenza del terreno è:

$$\frac{R_d}{A} = 0,000 + 0,452 + 0,318 = 0,770 \text{ MPa} \rightarrow \frac{R_d}{A} / \gamma_R = 0,335 \text{ MPa}$$

La verifica allo Stato Limite di Esercizio, considerando i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni ( $\gamma_{G1}=1,0$ ), azioni permanenti non strutturali ( $\gamma_{G2}=1,5$ ) e variabili ( $\gamma_{Qi}=1,5$ ), è stata effettuata con un valore unitario delle azioni pari a 0,287 MPa. La verifica allo stato limite di esercizio comporta un cedimento a breve periodo di 12,8 mm ed un cedimento a lungo periodo di 16,8 mm, inferiore a quello preso di riferimento per lo stato limite di esercizio (25 mm).

Oltre al caso specifico di riferimento, in Tabella 31 sono riportati i valori di resistenza del terreno al variare del lato (L) della fondazione.

L (m)	Rd/A (MPa) x SLU	Ced. Iniz. (mm)	Ced. Fin. (mm)	Rd/A (MPa) x SLE	Ced. Iniz. (mm)	Ced. Fin. (mm)
0,5	0,283	5,4	7,1	0,283	5,4	7,1
1,0	0,335	12,8	16,8	0,335	12,8	16,8
1,5	0,398	23,0	30,1	0,333	19,1	25,0
2,0	0,464	35,8	46,9	0,248	19,1	25,0

Tabella 31: Resistenza del terreno (comprende già il coefficiente parziale  $\gamma_R$ ) e dei cedimenti al variare della dimensione della fondazione. Quando il valore di Rd/A x SLE supera il valore di Rd/A x SLU, si fa coincidere il valore di Rd/A x SLE a quello di Rd/A x SLU.

L'abaco riportante la variazione della resistenza del terreno e dei cedimenti specifici con la variazione della dimensione della fondazione, è riportato in Grafico 9.

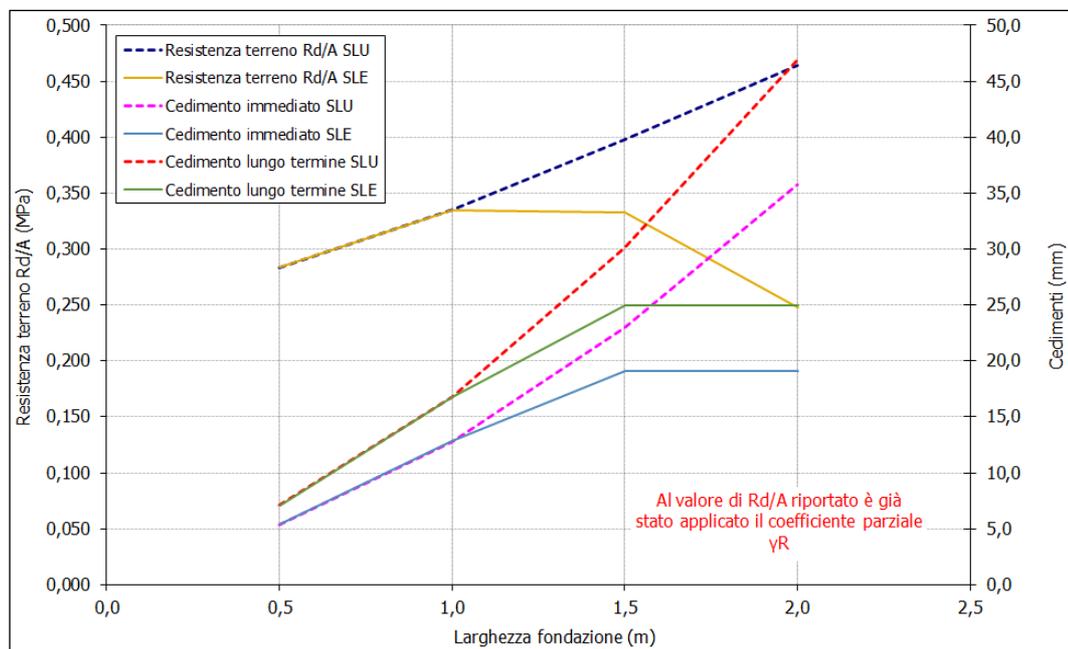


Grafico 9: Variazione della resistenza del terreno (comprende il coefficiente parziale  $\gamma_R$ ) e dei cedimenti al variare della dimensione della fondazione.

La costante di Winkler, determinata secondo la procedura riportata nel § 6.2.6, è pari a  $2,02461 \text{ kg/cm}^3$ .

#### 6.4 RESISTENZA DEL TERRENO PER FONDAZIONI NON IN DEPOSITI GLACIALI

In considerazione delle caratteristiche di quanto in progetto, si è sviluppato lo scenario relativo a fondazioni nastriformi e isolate ricadenti entro terreni rimaneggiati.

##### 6.4.1 Fondazione nastriforme

Per la determinazione della resistenza del terreno di questa ipotesi progettuale, si è considerata una fondazione nastriforme con le seguenti caratteristiche:

- **Larghezza:**  $1,0$  metri.
- Profondità piano di posa (utile per identificare le caratteristiche dei terreni sui

quali poggeranno le fondazioni): 1,0 metri.

- Incastro, inteso come profondità dell'ulteriore scavo (assimilabile ad uno scavo in sezione obbligata) od il reinterro della fondazione rispetto alla profondità del piano di posa: 0,7 metri.
- *Profondità della falda*: non si ipotizza la presenza della falda persistente a profondità geotecnicamente significative.

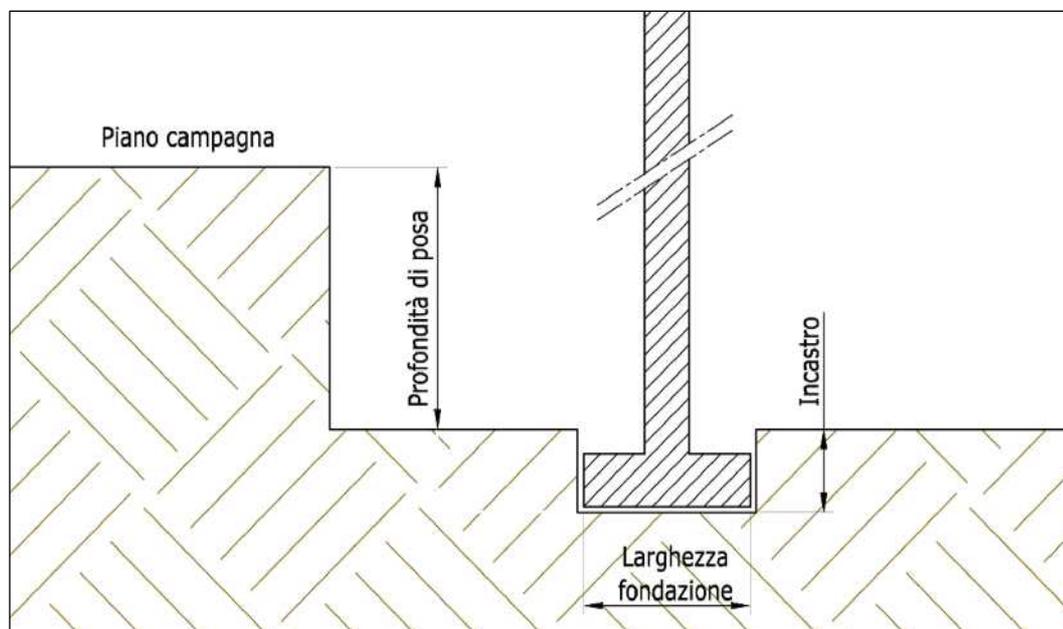


Figura 23: Schema grafico ipotesi di calcolo.

I parametri geotecnici caratteristici come identificati nel § 5 sono sintetizzati nella seguente Tabella 28.

Litotipo	Prof. (m)	N <sub>60</sub>	γ <sub>h</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	φ (°)	ν	Dr	E (MPa)	E <sub>ed</sub> (MPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	c' (kPa)
<b>A</b>	0,0÷1,0	3	14,21	18,38	25,4	0,36	27	2,65	4,33	19,72	1,97
<b>B</b>	1,0÷2,5	8	16,23	18,69	27,9	0,35	38	4,12	5,34	52,58	5,26
<b>C</b>	2,5÷	37	17,71	20,45	36,6	0,29	48	12,65	11,18	243,19	24,32

Tabella 32: Aspetti geotecnici della stratigrafia geotecnica di progetto (parametri caratteristici).

Nelle diverse ipotesi di calcolo in seguito riportate, non si è considerato il contributo derivato dalla presenza del magrone (normalmente di spessore 0,10 m e debordante 0,10 m ai lati della fondazione vera a propria) che generalmente migliora la risposta del terreno.

Visto che il comune in cui si sviluppano le opere ricade in Classe sismica 3, viene considerato l'effetto sismico; come desumibile dal § 4, non risultano necessarie le verifiche alla liquefazione dei terreni in caso di sisma.

Il calcolo è stato eseguito considerando i parametri geotecnici di progetto determinati con l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali riportati nel § 6.1 del presente documento.

Larghezza fondazione	B	1,00	m
Larghezza ridotta ( $B' = B - 2e$ )		1,00	m
Incastro	D	0,70	m
Peso di volume	$\gamma$	15,48	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno dei materiali	$\varphi$	25,79	°
Eventuale riduzione applicata all'angolo di attrito per effetto sismico (§ 6.2.4 del presente documento)	$\Delta\varphi$	0,84	°
Inclinazione del pendio	i	0,00	°
Coesione	c	0,00	MPa
Pressione geostatica sul piano di posa	q	0,010	MPa
Coefficiente di spinta passiva	Kp	2,54	
Coefficiente di profondità (D/B)	K	1,00	
Coefficiente di sicurezza parziale	tan $\varphi$	1,00	
Coefficiente di sicurezza parziale	c'	1,00	
Coefficiente di sicurezza parziale	cu	1,00	

I fattori calcolati sono i seguenti:

$N_c$	21,923	$N_q$	11,594	$N_\gamma$	10,239
$s_c$	1,000	$s_q$	1,000	$s_\gamma$	1,000
$d_c$	1,236	$d_q$	1,216	$d_\gamma$	1,000
$b_c$	1,000	$b_q$	1,000	$b_\gamma$	1,000
$g_c$	1,000	$g_q$	1,000	$g_\gamma$	1,000

Pertanto il valore di resistenza del terreno è:

$$\frac{R_d}{A} = 0,000 + 0,140 + 0,079 = 0,219 \text{ MPa} \rightarrow \frac{R_d}{A} / \gamma_R = 0,095 \text{ MPa}$$

La verifica allo Stato Limite di Esercizio, considerando i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni ( $\gamma_{G1}=1,0$ ), azioni permanenti non strutturali ( $\gamma_{G2}=1,5$ ) e variabili ( $\gamma_{Qi}=1,5$ ), è stata effettuata con un valore unitario delle azioni pari a **0,089** MPa. La verifica allo stato limite di esercizio comporta un cedimento a breve periodo di **16,4** mm ed un cedimento a lungo periodo di **26,4** mm, **superiore** a quello preso di riferimento per lo stato limite di esercizio (25 mm); pertanto bisogna provvedere a riformulare le azioni di SLE massime per conseguire un cedimento compatibile con quanto normalmente ammesso.

Oltre al caso specifico di riferimento, in Tabella 29 sono riportati i valori di resistenza del terreno al variare della larghezza (B) della fondazione.

B (m)	Rd/A (MPa) x SLU	Ced. Iniz. (mm)	Ced. Fin. (mm)	Rd/A (MPa) x SLE	Ced. Iniz. (mm)	Ced. Fin. (mm)
0,5	0,069	6,8	11,2	0,069	6,8	0,5
1,0	0,095	16,4	26,4	0,091	15,4	1,0
1,5	0,116	26,4	41,7	0,074	15,4	1,5
2,0	0,138	38,0	59,2	0,064	15,4	2,0

Tabella 33: Resistenza del terreno (comprende già il coefficiente parziale  $\gamma_R$ ) e dei cedimenti al variare della dimensione della fondazione. Quando il valore di Rd/A x SLE supera il valore di Rd/A x SLU, si fa coincidere il valore di Rd/A x SLE a quello di Rd/A x SLU.

L'abaco riportante la variazione della resistenza del terreno e dei cedimenti specifici con la variazione della dimensione della fondazione, è riportato in Grafico 8.

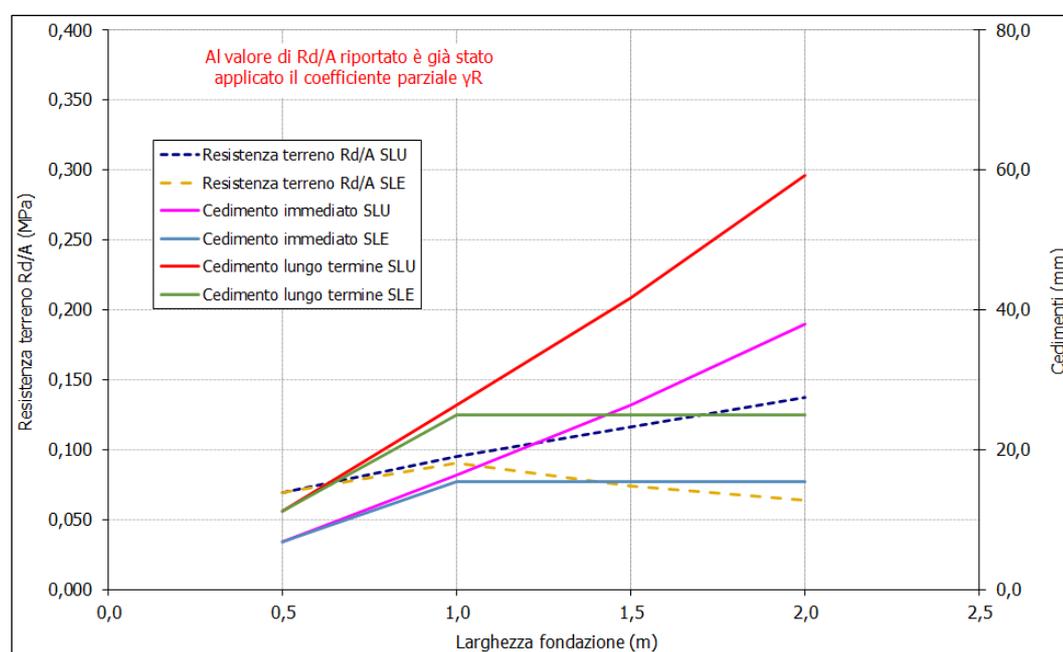


Grafico 10: Variazione della resistenza del terreno (comprende il coefficiente parziale  $\gamma_R$ ) e dei cedimenti al variare della dimensione della fondazione.

La costante di Winkler, determinata secondo la procedura riportata nel § 6.2.6, è pari a  $0,36837 \text{ kg/cm}^3$ .

#### 6.4.2 Fondazione isolata

Per la determinazione della resistenza del terreno di questa ipotesi progettuale, si è considerata una fondazione quadrata con le seguenti caratteristiche:

- Lato:  $1,0$  metri
- Profondità piano di posa (utile per identificare le caratteristiche dei terreni sui quali poggiano le fondazioni):  $1,0$  metri.
- Incastro, inteso come profondità dell'ulteriore scavo (assimilabile ad uno scavo in sezione obbligatoria) od il reinterro della fondazione rispetto alla profondità del piano di posa:  $0,7$  metri.

- *Profondità della falda*: non si ipotizza la presenza della falda persistente a profondità geotecnicamente significative.

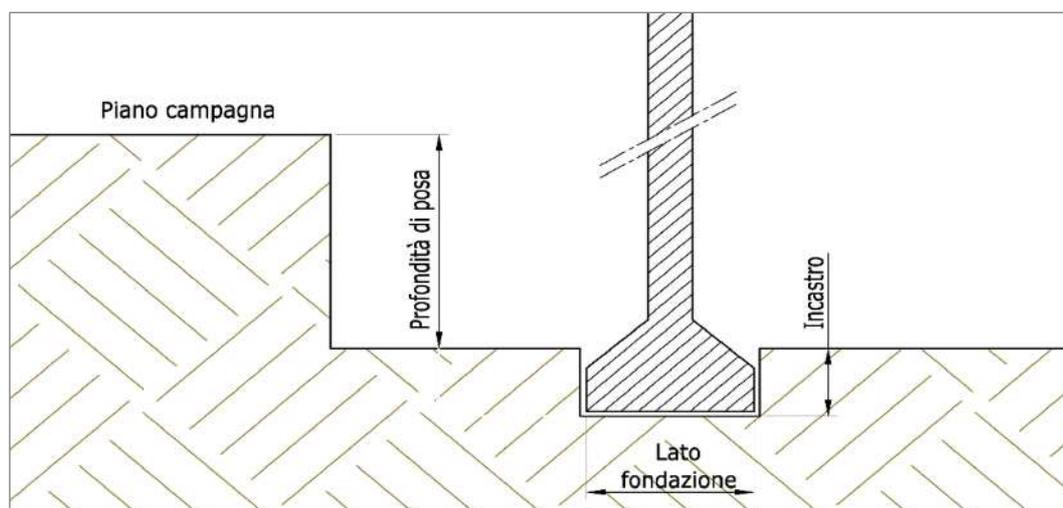


Figura 24: Schema grafico ipotesi di calcolo.

I parametri geotecnici caratteristici come identificati nel § 5 sono sintetizzati nella seguente Tabella 30.

Litotipo	Prof. (m)	N <sub>60</sub>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$\nu$	Dr	E (MPa)	E <sub>ed</sub> (MPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	c' (kPa)
A	0,0÷1,0	3	14,21	18,38	25,4	0,36	27	2,65	4,33	19,72	1,97
B	1,0÷2,5	8	16,23	18,69	27,9	0,35	38	4,12	5,34	52,58	5,26
C	2,5÷	37	17,71	20,45	36,6	0,29	48	12,65	11,18	243,19	24,32

Tabella 34: Aspetti geotecnici della stratigrafia geotecnica di progetto (parametri caratteristici).

Nelle diverse ipotesi di calcolo in seguito riportate e relativamente alla verifica dello SLE, non si è considerato il contributo derivato dalla presenza del magrone (generalmente di spessore 0,10 m e debordante 0,10 m ai lati della fondazione vera a propria) che generalmente migliora la risposta del terreno.

Seppure il comune sia ricada in Classe sismica 3, viene comunque considerato l'effetto sismico in previsione dell'entrata in vigore della DGR X/2129/2014; come desumibile dal § 4, non risultano necessarie le verifiche alla liquefazione dei terreni in caso di sisma.

Il calcolo è stato eseguito considerando i parametri geotecnici di progetto determinati con l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali riportati nel § 6.1 del presente documento.

Larghezza fondazione	B	1,00	m
Lunghezza fondazione	L	1,00	m
Larghezza ridotta	$B' = B - 2e_b$	1,00	m
Lunghezza ridotta	$L' = L - 2e_l$	1,00	m
Incastro	D	0,70	m

Coefficiente di profondità (D/B)	K	0,70	
Peso di volume	$\gamma$	15,48	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno dei materiali	$\varphi$	25,79	°
Riduzione applicata all'angolo di attrito per effetto sismico (§ 6.2.4 del presente documento)	$\Delta\varphi$	0,84	°
Inclinazione del pendio	i	0,0	°
Coesione	c	0,000	MPa
Pressione geostatica sul piano di posa	q	0,010	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale	$\tan\varphi$	1,00	
Coefficiente di sicurezza parziale	c'	1,00	
Coefficiente di sicurezza parziale	cu	1,00	
Coefficiente di spinta passiva	Kp	2,54	

I fattori calcolati sono i seguenti:

N <sub>c</sub>	21,923	N <sub>q</sub>	11,594	N <sub>γ</sub>	10,239
s <sub>c</sub>	1,476	s <sub>q</sub>	1,435	s <sub>γ</sub>	0,700
d <sub>c</sub>	1,236	d <sub>q</sub>	1,216	d <sub>γ</sub>	1,000
b <sub>c</sub>	1,000	b <sub>q</sub>	1,000	b <sub>γ</sub>	1,000
g <sub>c</sub>	1,000	g <sub>q</sub>	1,000	g <sub>γ</sub>	1,000

Pertanto il valore di resistenza del terreno è:

$$\frac{R_d}{A} = 0,000 + 0,201 + 0,055 = 0,257 \text{ MPa} \rightarrow \frac{R_d}{A} / \gamma_R = 0,244 \text{ MPa}$$

La verifica allo Stato Limite di Esercizio, considerando i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni ( $\gamma_{G1}=1,0$ ), azioni permanenti non strutturali ( $\gamma_{G2}=1,5$ ) e variabili ( $\gamma_{Qi}=1,5$ ), è stata effettuata con un valore unitario delle azioni pari a 0,112 MPa. La verifica allo stato limite di esercizio comporta un cedimento a breve periodo di 11,4 mm ed un cedimento a lungo periodo di 18,8 mm, inferiore a quello preso di riferimento per lo stato limite di esercizio (25 mm).

L (m)	Rd/A (MPa) x SLU	Ced. Iniz. (mm)	Ced. Fin. (mm)	Rd/A (MPa) x SLE	Ced. Iniz. (mm)	Ced. Fin. (mm)
0,5	0,5	0,089	4,9	8,2	0,089	4,9
1,0	1,0	0,112	11,4	18,8	0,112	11,4
1,5	1,5	0,126	18,7	30,5	0,105	15,5
2,0	2,0	0,141	25,8	41,6	0,089	15,5

Tabella 35: Resistenza del terreno (comprende già il coefficiente parziale  $\gamma_R$ ) e dei cedimenti al variare della dimensione della fondazione. Quando il valore di Rd/A x SLE supera il valore di Rd/A x SLU, si fa coincidere il valore di Rd/A x SLE a quello di Rd/A x SLU.

Oltre al caso specifico di riferimento, in Tabella 31 sono riportati i valori di resistenza del terreno al variare del lato (L) della fondazione.

L'abaco riportante la variazione della resistenza del terreno e dei cedimenti specifici con la variazione della dimensione della fondazione, è riportato in Grafico 9.

La costante di Winkler, determinata secondo la procedura riportata nel § 6.2.6, è pari a  $0,60314 \text{ kg/cm}^3$ .

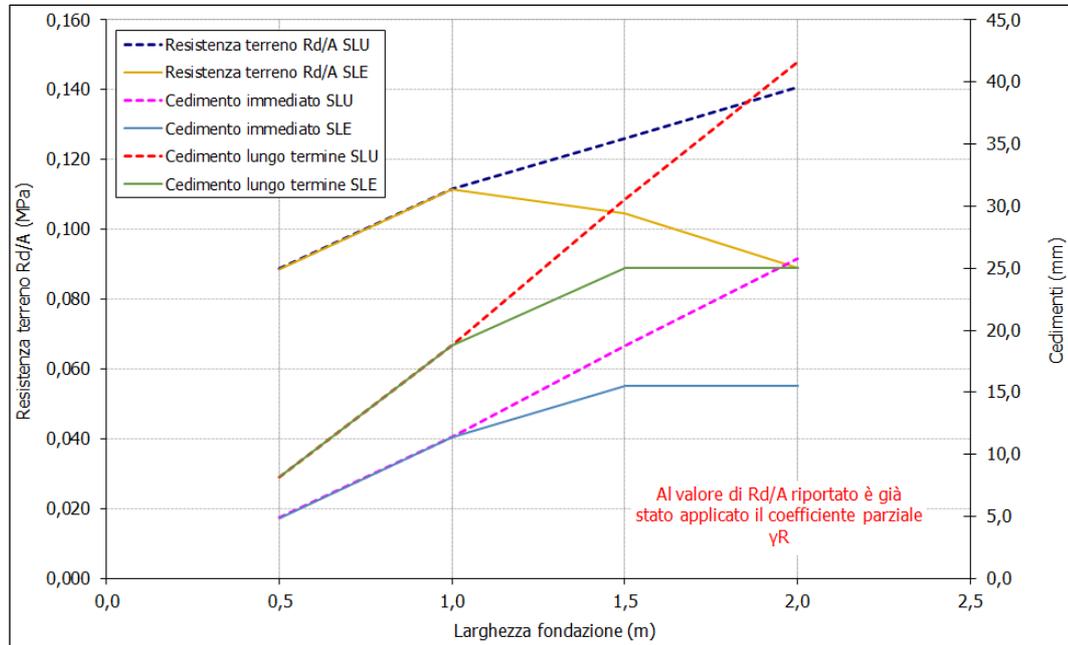


Grafico 11: Variazione della resistenza del terreno (comprende il coefficiente parziale  $\gamma_R$ ) e dei cedimenti al variare della dimensione della fondazione.

## 7 REALIZZAZIONE DI SCAVI E RIPORTI

Per la realizzazione delle opere sono previsti scavi e riporti, anche di significativa entità, in fregio a aree non in disponibilità e che se non correttamente attuati possono rappresentare elementi di pregiudizio sia per le proprietà altrui, sia per la sicurezza del cantiere. In alcuni casi si debbono quindi adottare specifici accorgimenti per evitare situazioni di instabilità.

Per gli interventi relativi alle aree pubbliche non si ravvisano elementi di particolare significatività riguardo agli scavi / riporti; vanno comunque implementate le normali precauzioni di cantiere per la tutela dell'incolumità degli operatori.

Rispetto alle singole situazioni degli edifici residenziali relativamente ai corpi D e E, caratterizzati dall'assenza di piani interrati adibiti ad autorimesse, si ha:

- Porzione nord e sud: gli scavi e i riporti sono di modesta entità e non si rilevano elementi particolari; valgono le normali precauzioni di cantiere per la tutela dell'incolumità degli operatori.
- Porzione di monte (inclusa la viabilità): con esclusione della porzione più superficiale, gli scavi si sviluppano entro depositi glaciali non rimaneggiati e che presentano buone capacità di autosostentamento. Conseguentemente, in assenza di sovraccarichi e precipitazioni, possono svilupparsi con altezze anche sino a 2,5 metri e acclività a 80°. Particolare attenzione va però posta alla possibile presenza di livelli prettamente granulari (sabbie ghiaiose) che, soprattutto in caso di eventi meteorici con conseguente loro sovrassaturazione, possono costituire elementi di pregiudizio sulla stabilità dei fronti di scavo. Scavi con altezza superiore a 2,5 metri possono essere attuati con acclività non superiore a 60° oppure, in caso di necessità di scavi subverticali, vi è la necessità di realizzare scavi per settori non più ampi di 2,0 m.
- Porzione di valle: in questo caso si contemplan riporti sino a oltre 2 metri di spessore, mentre gli scavi sono limitati alla realizzazione delle fondazioni delle murature di sostegno. In questo contesto i riporti si sviluppano su terreni glaciali rimaneggiati derivanti dalla peneplanazione artificiale del terrazzo sul quale si sviluppano gli edifici ed effettuata per passate esigenze agricole; tali terreni poggiano poi su depositi eluviali / suolo con modestissime caratteristiche geotecniche. Per evitare possibili collassi dei previsti riporti, unitamente o sui sottostanti terreni con modestissime caratteristiche geotecniche, dovranno essere implementati accorgimenti per garantire la stabilità dei riporti (es. rinforzo con massi ciclopici interrati o interventi analoghi).

Per i Corpi A, B e C, caratterizzati dalla presenza di piani interrati adibiti ad autorimesse, si ha:

- Porzione nord e sud: in relazione alla presenza degli scavi inerenti il piano interrato adibito ad autorimesse, si dovranno adottare le precauzioni previste per il lato di monte dei Corpi D e E.
- Porzione di monte: si dovranno adottare le precauzioni previste per il lato di

monte dei Corpi D e E;

- Porzione di valle: si dovranno adottare le precauzioni previste per il lato di valle dei Corpi D e E.

Le valutazioni e le azioni auspiccate per garantire la stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati in precedenza riportate derivano da quanto emerso dalle campagna geognostica / geofisica effettuata, in associazione ai rilievi geologici in sito; è cura della DL modificare le precedenti previsioni in relazione a variazioni puntuali dell'assetto geologico – stratigrafico.

## 8 SINTESI E RACCOMANDAZIONI

Il progetto contempla la realizzazione sia di opere di urbanizzazione (tratto di viabilità e alcuni parcheggi) di prevista cessione e sia, nell'ambito del comparto edificatorio sono previsti preliminarmente cinque corpi di fabbrica fuori terra, sostanzialmente allineati lungo isoipse e normalmente disposti su tre livelli caratterizzati da un livello interrato adibito ad autorimesse condominiali; fanno eccezione i due corpi più meridionali che sono disposti su due livelli in quanto assente il livello interrato.

In relazione all'andamento moderatamente acclive, per la realizzazione delle opere di urbanizzazione si hanno scavi di moderata entità sul lato di monte e per la sola realizzazione delle fondazioni delle murature di sostegno sul lato di valle; analoga situazione di scavi differenziali la si ha nell'ambito della porzione residenziale: scavi di limitata profondità sul lato di valle (2 metri circa in corrispondenza delle autorimesse in quanto l'interramento delle strutture avviene anche con operazioni di riporto aventi spessori sino a circa 2 metri) e di maggiore entità sul lato di monte (sino a circa 6 metri ove è presente la rampa di accesso ai box interrati).

Dal punto di vista altimetrico l'area si sviluppa da circa 342 m s.l.m. a circa 360 m s.l.m.; in tutta l'area e quelle contigue non affiora il substrato lapideo e la morfologia originaria è stata completamente modificata dall'azione antropica per consentire un agevole utilizzo agricolo delle aree (spianamenti con scavi a monte e riporti a valle, spietramenti, ecc...). L'acclività dell'area varia da subpianeggiante a brevi scarpate con acclività tra 0° e 25°; nel complesso il versante sul quale si sviluppano gli interventi presenta acclività media inferiore a 15°.

A grande scala, sia per quanto riportato dallo studio geologico allegato alla pianificazione comunale che dal censimento dissesti regionale (confluito nel GEOIFFI), nonché dal PAI, non sono presenti dissesti attivi che possono coinvolgere, anche indirettamente, le opere in progetto o le aree contigue. A scala di Piano Attuativo non si sono identificati dissesti superficiali o erosioni superficiali.

La geologia dell'area è caratterizzata dalla presenza di depositi superficiali, con significativa estensione areale e spessori molto significativi (stimabili dell'ordine di 20 ÷ 30 m). I depositi più superficiali sono di natura glaciale, afferenti al *Sintema di Cantù*, e sono costituiti da *diamicton* massivi a supporto di matrice limoso – sabbiosa calcarea, sovraconsolidati. Questi depositi si sviluppano sui sottostanti depositi detritici legati a frane antecedenti all'arrivo delle glaciazioni e sono raggruppati nella *Formazione di Marasino* (unità informale facente parte del Gruppo del Culmine); sono costituiti da brecce di frana, con clasti spigolosi con dimensioni sino a plurimetrie di calcari e dolomie, a supporto clastico, con matrice fine negli interstizi. La cementazione è variabile da buona ad elevata, pervasiva. Lo spessore del deposito varia da alcuni metri per le aree situate ad E ed a quote più elevate, sino ad oltre 30 ÷ 40 m nelle porzioni centrali della conca di Sulzano – Sale Marasino.

Dal punto di vista idrogeologico, nell'area non sono presenti emergenze idriche e

non sono presenti tracce connesse all'azione erosiva delle acque superficiali, anche in considerazione della posizione dell'area di intervento. Vista la morfologia dell'area e di quelle adiacenti, si esclude che si possano generare fenomeni di ruscellamento superficiale degni di nota.

La parte meridionale dell'area ricade entro la zona di rispetto di una sorgente asservita a sistemi acquedottistici pubblici; gli interventi in progetto dovranno osservare quanto previsto all'art.94 del d.lgs 152/2006 e smi, nonché dalla DGR VII/12693/2003 riguardo le precauzioni costruttive finalizzate alla preservazione della qualità della risorsa idropotabile.

In considerazione della natura del substrato e dei materiali di copertura, non si ipotizza la presenza di falda freatica a profondità geotecnicamente significative; possono essere presenti piccole falde temporanee (in corrispondenza di prolungati eventi meteorici) e limitata / irregolare estensione ubicate entro orizzonti con basso / assente contenuto di matrice fine. I terreni superficiali presentano una permeabilità moderata (da  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  m/s) che consente di prevedere la dispersione delle acque meteoriche sul suolo / strati superficiali del sottosuolo.

Le opere previste non alterano la circolazione idrica nell'immediato sottosuolo, che è inesistente, ma si dovrà tenere conto durante la progettazione esecutiva e la realizzazione delle opere delle normali ed opportune impermeabilizzazioni, tali da garantire il non deterioramento nel tempo delle opere per la normale saturazione dei terreni durante gli eventi meteorici.

Il Comune ricade in classe sismica 3 (DGR X/2129/2014), a bassa sismicità (come definita dal DM 31 luglio 2012), e le opere previste non rientrano tra quelle giudicate "strategiche" o "rilevanti" dalla Regione Lombardia (DDUO 19904/2003).

Nell'ambito dell'areale di intervento, come risulta dalla cartografia di PSL di I° livello, sono indicati per l'area scenari di pericolosità sismica Z4c "Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (comprese le coltri löessiche)"; le successive valutazioni di II° livello, peraltro basate su indagini prossime all'area di intervento, hanno escluso possibili fenomeni locali di amplificazione sismica. In base alle valutazioni di dettaglio effettuate in sito, tale previsione risulta coerente.

Relativamente alle caratteristiche di risposta sismica del sito (ricavate da specifica indagine) è necessario fare riferimento ad un suolo di Categoria E "Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato sismico non superiore a 30 m", anche in conseguenza dell'inapplicabilità del metodo semplificato di cui al punto 3.2.2 delle NTC18 (rif. All. 5 della DGR IX/2616/2011), ed un assetto topografico T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ".

I parametri sismici del sito sono riportati in Tabella 36.

Parametri	SLE		SLU	
	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>Kh</b>	0,012	0,016	0,050	0,062

<b>Kv</b>	0,006	0,008	0,025	0,031
<b>A<sub>max</sub> [m/s<sup>2</sup>]</b>	0,586	0,779	2,061	2,553
<b>Beta</b>	0,200	0,200	0,240	0,240

Tabella 36: Parametri sismici del sito relativi alla stabilità dei pendii e fondazioni superficiali. Il valore di  $a_{max}$  così determinato considera il coefficiente  $\beta_m$  di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Viste le caratteristiche sismiche del sito non risulta necessario procedere alla verifica della liquefazione dei terreni.

In relazione alla posizione ed all'assetto geologico locale, le opere in progetto si sviluppano nello scenario con depositi di copertura di natura glaciale di significativo spessore, poggianti su depositi di frana cementati, anche questi di significativo spessore. In considerazione delle modalità di intervento, per le fondazioni / scavi risulta quindi significativa l'interazione con i depositi di copertura di natura glaciale che, però, anche per via del pregresso utilizzo agricolo, presentano caratteristiche eterogenee nelle porzioni più superficiali.

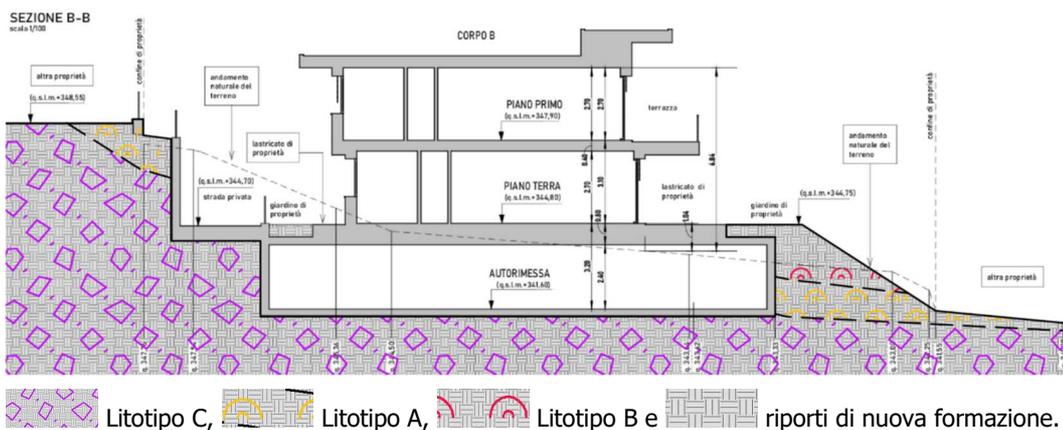


Figura 25: Sezione B – B interpretativa interazione struttura – terreno.

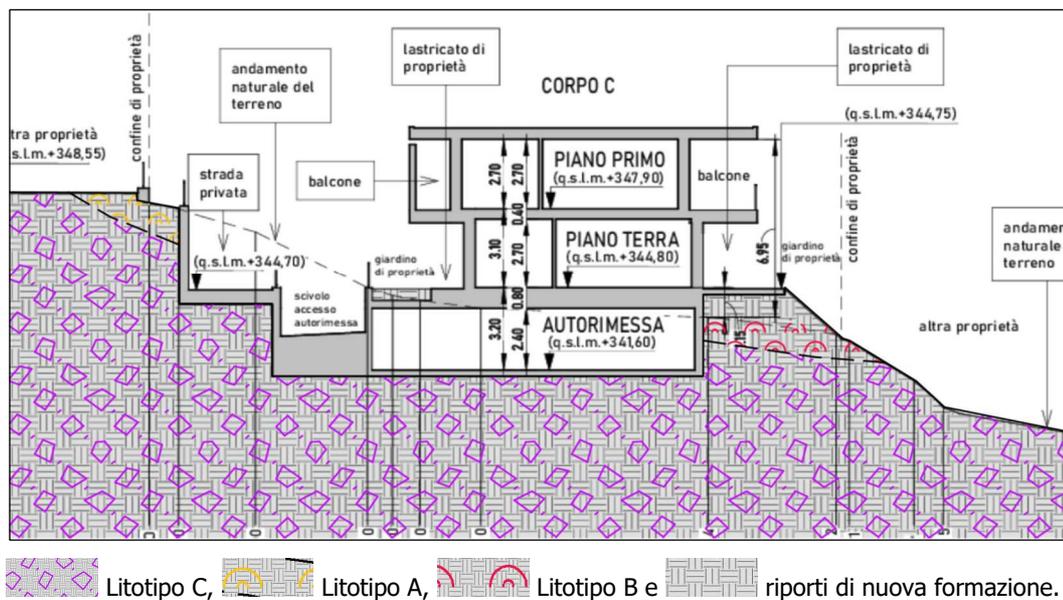


Figura 26: Sezione C – C interpretativa interazione struttura – terreno.

Si sono quindi individuati due scenari estremi di interazione strutture – terreno: uno (si veda Tabella 37) per gli interventi che si sviluppano entro i depositi glaciali (porzioni di monte dei corpi di fabbrica / viabilità di PA e autorimesse interrato) e uno (si veda Tabella 38) cautelativo applicabile a tutti gli altri scenari di progetto (in relazione alla possibile interazione strutture – terreno tali scenari sono comunque variabili nell’ambito delle opere di urbanizzazione e delle residenze come deducibile da Figura 25, Figura 26 e Figura 27).

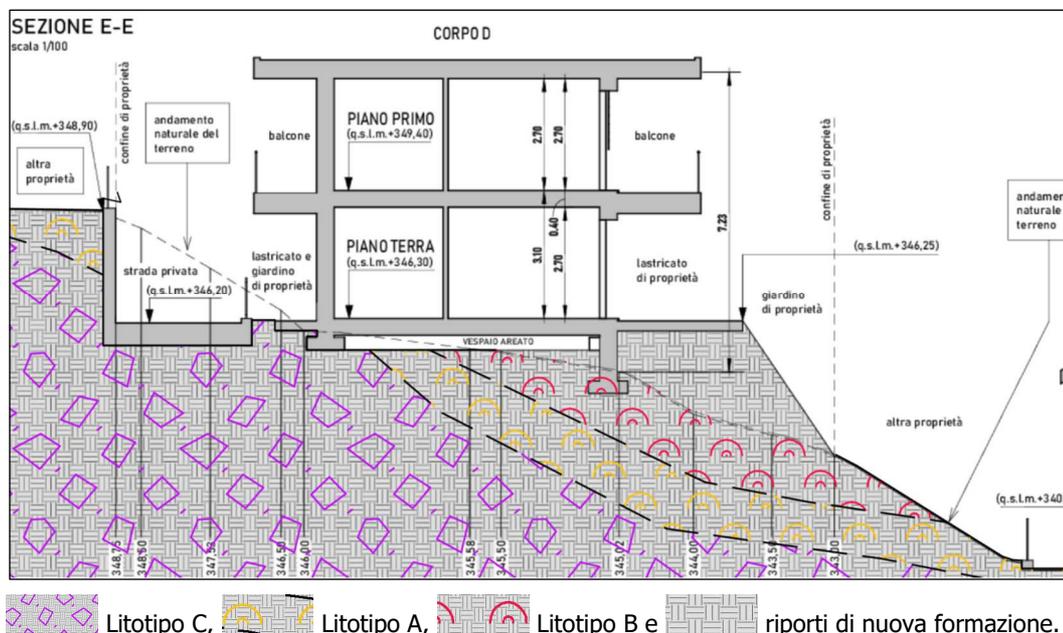


Figura 27: Sezione E – E interpretativa interazione struttura – terreno.

Litotipo	Prof. (m)	N <sub>60</sub>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$\nu$	Dr	E (MPa)	E <sub>ed</sub> (MPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	c' (kPa)
C	0,0÷20,0	37	17,71	20,45	36,6	0,29	50	12,65	11,18	243,19	24,32

Tabella 37: Profilo geotecnico per fondazioni su depositi glaciali (parametri geotecnici caratteristici).

Litotipo	Prof. (m)	N <sub>60</sub>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$\nu$	Dr	E (MPa)	E <sub>ed</sub> (MPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	c' (kPa)
A	0,0÷1,0	3	14,21	18,38	25,4	0,36	27	2,65	4,33	19,72	1,97
B	1,0÷2,5	8	16,23	18,69	27,9	0,35	38	4,12	5,34	52,58	5,26
C	2,5÷	37	17,71	20,45	36,6	0,29	48	12,65	11,18	243,19	24,32

Tabella 38: Profilo geotecnico per fondazioni in tutti gli altri casi (parametri geotecnici caratteristici).

Considerata l’assenza di una falda estesa e persistente a profondità geotecnicamente significative, non risulta necessario prevedere l’introduzione di tale elemento nelle verifiche della progettazione geotecnica.

La resistenza del terreno non presenta situazioni critiche per le quali risulta necessario prevedere un miglioramento delle caratteristiche tecniche dei terreni di fondazione (“bonifica geotecnica”) o sistemi di fondazione speciali o profondi (si vedano al riguardo il § 6.3 e il § 6.4).

Considerando l’assetto geologico locale e la natura dei terreni, se non correttamente attuati, la realizzazione degli scavi / riporti può portare a pregiudizi per

elementi / aree non in disponibilità e per la salvaguardia dell'incolumità degli operatori come riportato al § 7.

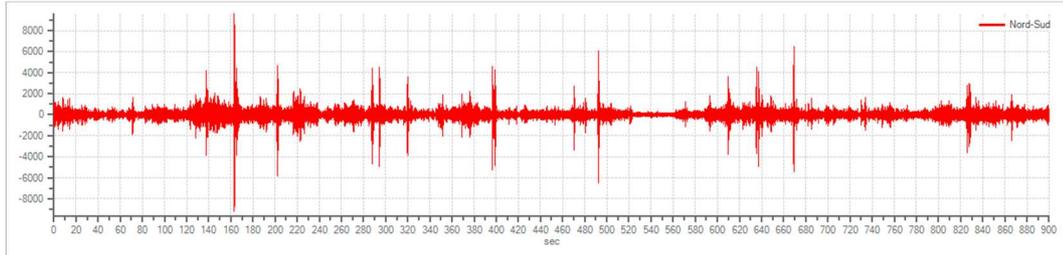
Fatti salvi gli accorgimenti tecnici in precedenza descritti, necessariamente modificabili dalla DL a sua cura e discrezione in relazione a eventuali differenze tra quanto emergerà nel corso dei lavori e quanto previsto dal presente documento, non si segnalano condizioni ostative all'attuazione del progetto nella configurazione descritta nel § 2. Le opere in progetto sono quindi compatibili con il grado di fattibilità previsto dallo studio geologico allegato al PGT.

**APPENDICE A**

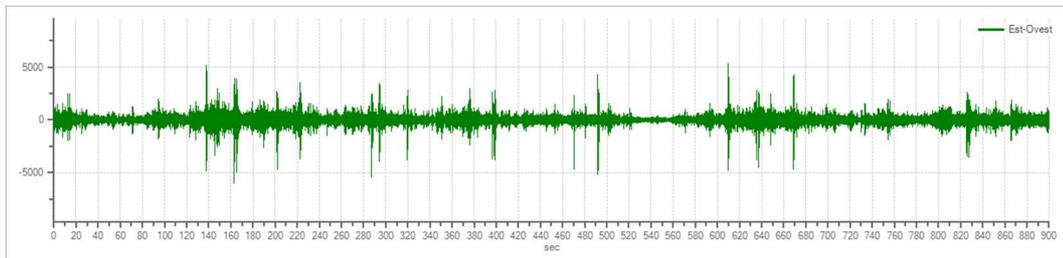
**INDAGINI SISMICHE DI RIFERIMENTO**

**HVSR 1**

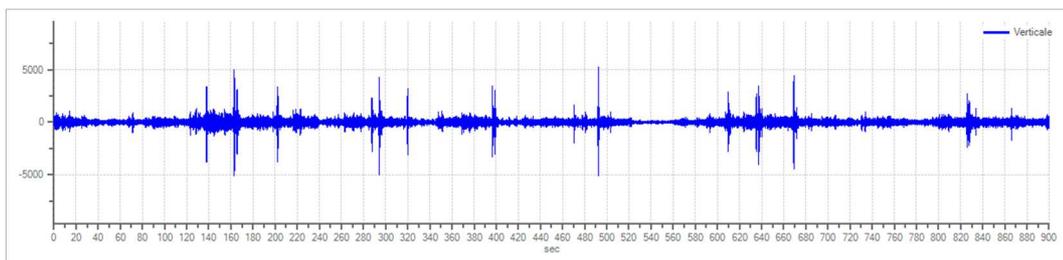
**Grafici tracce**



Traccia e finestre in direzione Nord – Sud

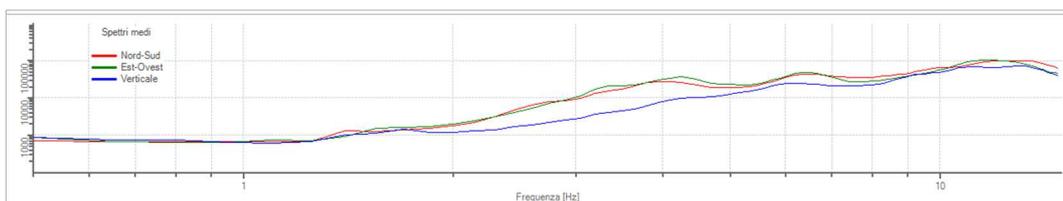


Traccia e finestre in direzione Est – Ovest



Traccia e finestre in direzione Verticale

**Grafici degli spettri**



Spettri medi nelle tre direzioni

**Rapporto spettrale H/V**

Dati riepilogativi

Frequenza massima:	15,00 Hz
Frequenza minima:	0,50 Hz
Passo frequenze:	0,15 Hz
Tipo lisciamo:	Triangolare proporzionale

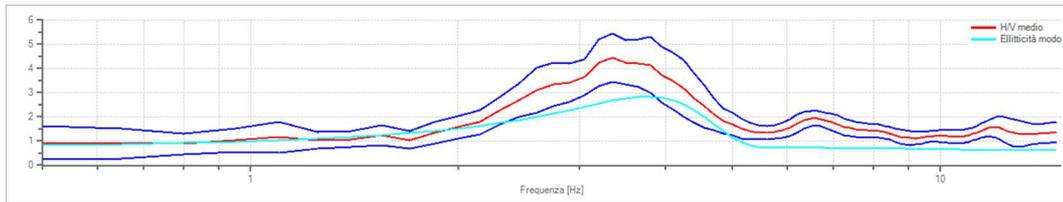
Percentuale di lisciamento: 10,00%

Tipo di somma direzionale: Media aritmetica

**Risultati**

Frequenza del picco del rapporto H/V: 3,35 Hz ±0,23 Hz

**Grafico rapporto spettrale H/V**



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

**Modello stratigrafico**

Dati riepilogativi

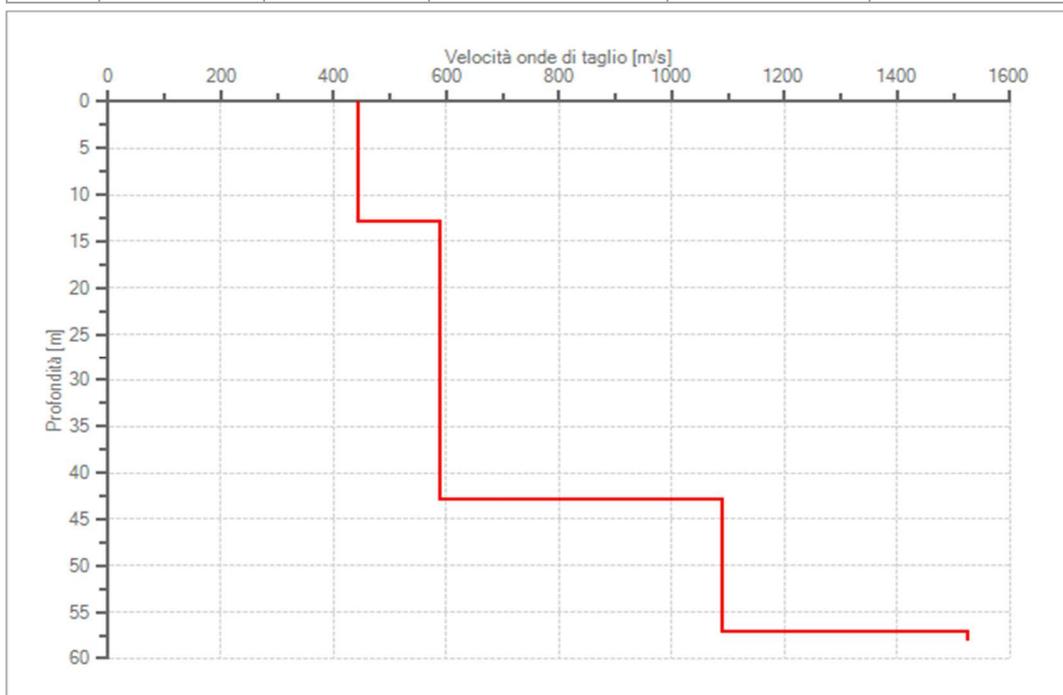
Numero strati: 4

Frequenza del picco dell'ellitticità: 3,80 Hz

Valore di disadattamento: 0,31

Dati della stratigrafia:

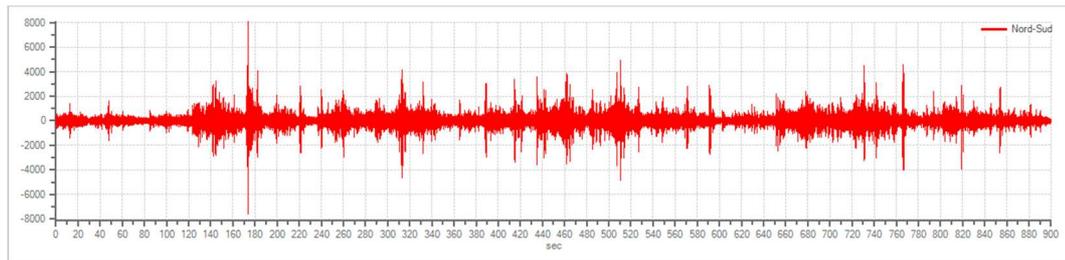
Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m³]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	12,95	19	0,31	443
2	12,95	30	20	0,29	589
3	42,95	14,25	23	0,28	1090
4	57,2	1	23	0,25	1525



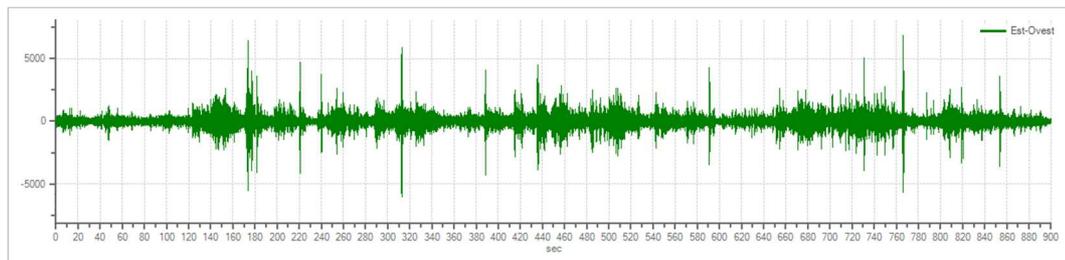
Profilo delle velocità delle onde di taglio.

## HVSR 2

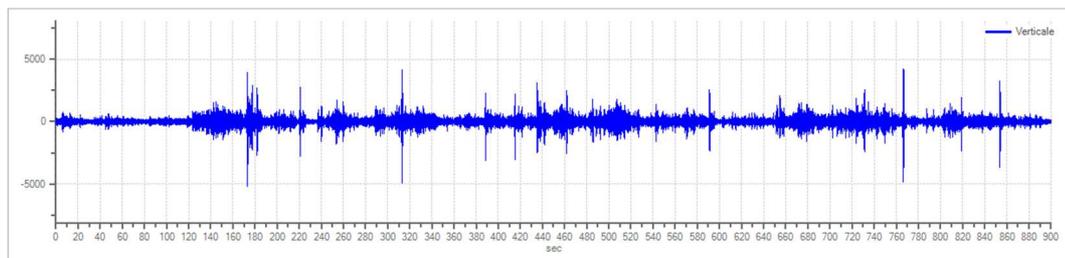
### Grafici tracce



Traccia e finestre in direzione Nord – Sud

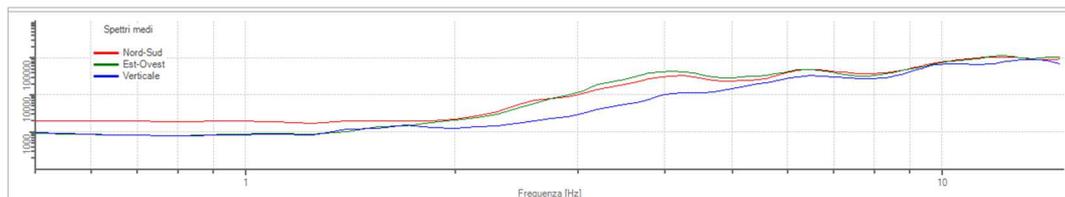


Traccia e finestre in direzione Est – Ovest



Traccia e finestre in direzione Verticale

### Grafici degli spettri



Spettri medi nelle tre direzioni

### Rapporto spettrale H/V

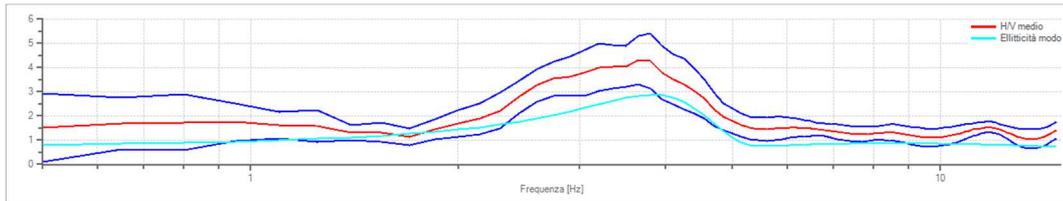
#### Dati riepilogativi

Frequenza massima:	15,00Hz
Frequenza minima:	0,50 Hz
Passo frequenze:	0,15 Hz
Tipo lisciamento:	Triangolare proporzionale
Percentuale di lisciamento:	10,00%
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica

#### Risultati

Frequenza del picco del rapporto H/V: 3,65 Hz  $\pm$ 0,23 Hz

**Grafico rapporto spettrale H/V**



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

**Modello stratigrafico**

Dati riepilogativi

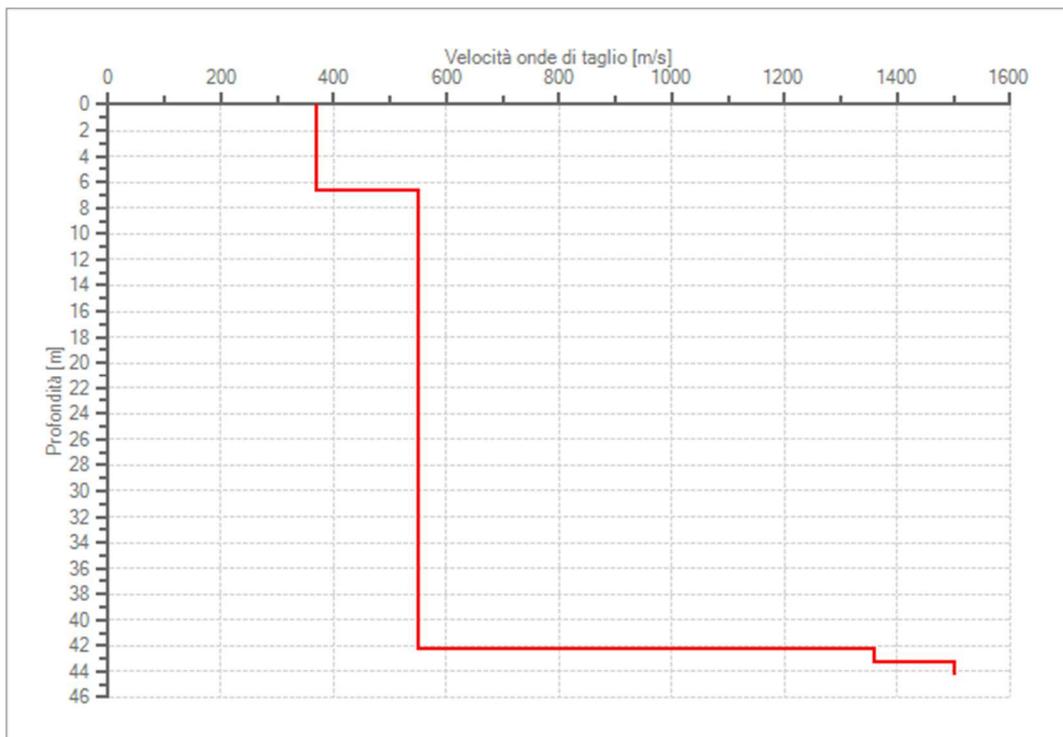
Numero strati: 4

Frequenza del picco dell'ellitticità: 3,80 Hz

Valore di disadattamento: 0,16

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m <sup>3</sup> ]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	6,74	19	0,31	367
2	6,74	35,55	20	0,29	548
3	42,29	1	23	0,28	1358
4	43,29	1	23	0,25	1501



Profilo delle velocità delle onde di taglio.

**APPENDICE B**

**PROVE PENETROMETRICHE**

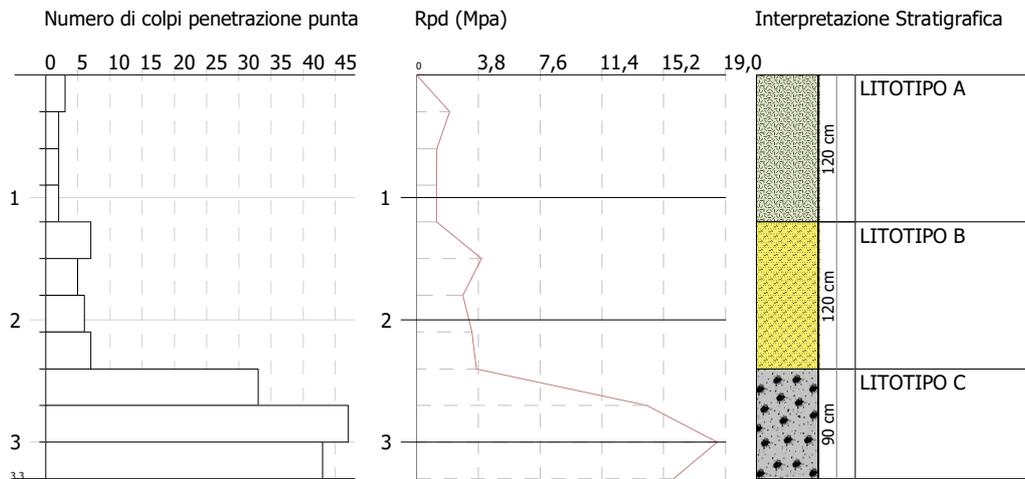
Caratteristiche tecniche – strumentali attrezzatura impiegata

- Rif. Norme DIN 4094
- Peso Massa battente 73 Kg
- Altezza di caduta libera 0,75 m
- Peso sistema di battuta 0,63 Kg
- Diametro punta conica 51,00mm
- Area di base punta 20,43cm<sup>2</sup>
- Angolo di apertura punta 60 °
- Lunghezza delle aste 1,00 m
- Peso aste a metro 6,31 Kg/m
- Profondità giunzione prima asta 0,30 m
- Avanzamento punta 0,30 m
- Numero colpi per punta N(30)

**PROVA DP1**

Strumento utilizzato PAGANI TG 63 – 100  
 Prova eseguita in data 06/12/2022  
 Profondità prova 3,30 mt  
 Falda non rilevata  
 Stop per aste bloccate e deviazione (presenza di blocchi sparsi in matrice)

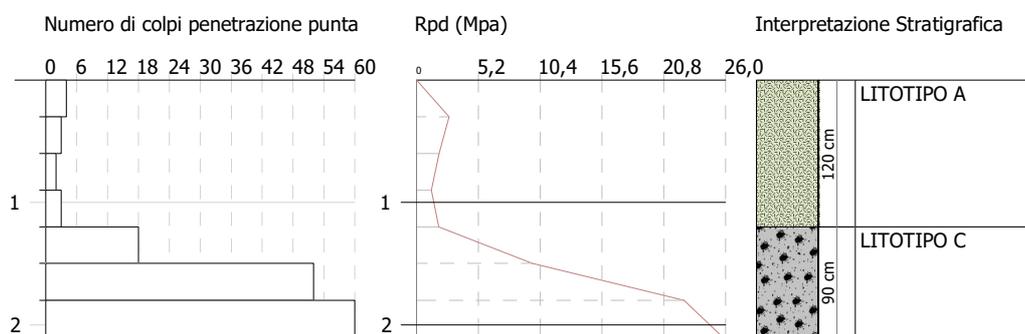
Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. Riduzione (*)	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier – Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier – Olandesi (KPa)
0,30	3	0,853	2,05	2,40	102,32	120,00
0,60	2	0,847	1,26	1,48	62,80	74,14
0,90	2	0,842	1,25	1,48	62,40	74,14
1,20	2	0,836	1,24	1,48	62,00	74,14
1,50	7	0,831	4,02	4,84	201,00	241,81
1,80	5	0,826	2,85	3,45	142,73	172,72
2,10	6	0,822	3,41	4,15	170,30	207,27
2,40	7	0,817	3,70	4,53	184,99	226,38
2,70	33	0,663	14,15	21,34	707,38	1067,23
3,00	47	0,609	18,50	30,40	925,18	1519,99
3,30	43	0,605	16,82	27,81	840,91	1390,63



### PROVA DP2

Strumento utilizzato PAGANI TG 63 – 100  
 Prova eseguita in data 06/12/2022  
 Profondità prova 2,10 mt  
 Falda non rilevata  
 Stop per aste bloccate e deviazione (presenza di blocchi sparsi in matrice)

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. Riduzione (*)	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier – Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier – Olandesi (KPa)
0,30	4	0,853	2,73	3,20	136,43	159,99
0,60	3	0,847	1,88	2,22	94,20	111,22
0,90	2	0,842	1,25	1,48	62,40	74,14
1,20	3	0,836	1,86	2,22	93,01	111,22
1,50	18	0,781	9,72	12,44	485,76	621,81
1,80	52	0,626	22,50	35,93	1125,09	1796,34
2,10	60	0,622	25,77	41,45	1288,48	2072,70



**PROVA DP3**

Strumento utilizzato  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

PAGANI TG 63 – 100  
 06/12/2022  
 4,50 mt

Stop per aste bloccate e deviazione (presenza di blocchi sparsi in matrice)

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. Riduzione (*)	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier – Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier – Olandesi (KPa)
0,30	3	0,853	2,05	2,40	102,32	120,00
0,60	3	0,847	1,88	2,22	94,20	111,22
0,90	2	0,842	1,25	1,48	62,40	74,14
1,20	2	0,836	1,24	1,48	62,00	74,14
1,50	3	0,831	1,72	2,07	86,14	103,63
1,80	4	0,826	2,28	2,76	114,18	138,18
2,10	6	0,822	3,41	4,15	170,30	207,27
2,40	7	0,817	3,70	4,53	184,99	226,38
2,70	7	0,813	3,68	4,53	184,01	226,38
3,00	9	0,809	4,71	5,82	235,37	291,06
3,30	9	0,805	4,68	5,82	234,22	291,06
3,60	43	0,601	15,71	26,14	785,46	1307,20
3,90	29	0,697	12,29	17,63	614,66	881,60
0,30	3	0,853	2,05	2,40	102,32	120,00
0,60	3	0,847	1,88	2,22	94,20	111,22

