COMUNE DI LIVIGNO

PROVINCIA DI SONDRIO

COMMITTENTE : **Sig. CASTELLANI ERCOLE STEFANO**

Via Rin, n° 420 – 23041 LIVIGNO (So)

C.F. CST RLS 64T20 E621D

PROGETTO : RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO ESISTENTE IN VIA PRESOT IN COMUNE DI LIVIGNO (So) – Frazione Trepalle

OGGETTO : **RELAZIONE GEOLOGICA (R1 – R3) E GEOTECNICA (R2) CON RILIEVO DI SISMICA PASSIVA HVSR ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO**

Febbraio 2026

Dr. Fabrizio Bigiolli Geologo

(documento firmato digitalmente ai sensi del D.Lgs. 82/2005)

STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA E GESTIONE DEL TERRITORIO

Dr. Fabrizio BIGIOLLI Geologo - via Valeriana, 1135 – loc Piussogno – 23016 CERCINO (SO)

Tel. 0342 680 651 Mobile 339 60 96 386

e-Mail info@bigiolli.it C.F. BGLFRZ76T09F712E P.Iva 00812460145

INDICE

1. PREMESSA 4

1.1. METODOLOGIA 9
1.2. FINALITA` 10
1.3. OPERE PROPOSTE 11

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO 13

2.1. CENNI DI GEOLOGIA GENERALE 13
2.2. SUBSTRATO ROCCIOSO 15
2.3. COPERTURA SUPERFICIALE 16

3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO 17

4. CARATTERI IDROGEOLOGICI E IDROGRAFIA SUPERFICIALE 21

5. INQUADRAMENTO SISMICO, INDAGINE SISMICA ED ANALISI SISMICA 24

5.1. INQUADRAMENTO SISMICO GENERALE 24
5.2. INDAGINE DI SISMICA PASSIVA HVSR 29
5.3. ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO 38

6. ANALISI DELLE PUBBLICAZIONI, VERIFICA P.A.I. E P.G.T. 45

7. INDAGINI GEOGNOSTICHE 49

8. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI 50

8.1. STRATIGRAFIA IPOTIZZATA 50
8.2. PARAMETRI GEOTECNICI 50

9. CALCOLO DELLA CAPACITA` PORTANTE E DEI CEDIMENTI (NTC 2018) 52

9.1. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU): CAPACITA` PORTANTE 52
9.2. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE): CEDIMENTI E DISTORSIONI 58

10. VERIFICA ALLO SCORRIMENTO 60

11. VERIFICA DELLA STABILITA` GLOBALE 61

12. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE 62

13. APERTURA, SOSTEGNO E PROBLEMATICHE RELATIVE AI FRONTI DI SCAVO 64

14. STABILITA` GLOBALE POST OPERAM 65

15. ANNOTAZIONI CONCLUSIVE.....66

ALLEGATO AL TESTO : CARTA GEO LITOLOGICA

1. PREMESSA

Per conto e su incarico del **Sig. CASTELLANI ERCOLE STEFANO**, con riferimento al progetto del **Geom. MATTEO MOTTINI**, è stato eseguito il presente studio geologico e geotecnico ai sensi del D.M. 11.03.88 (*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*), del D.M. 159 del 14.09.2005 (*Norme tecniche per le costruzioni*) e D.M. 17.01.2018 (*Aggiornamento NTC 2018* entrato in vigore il 22.03.2018) a supporto del progetto di **RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO ESISTENTE IN VIA PRESOT** in Comune di Livigno (So).

L'area oggetto di studio è posta alla quota media di circa **2.029,00 m s.l.m.** in via Presot, frazione Trepalle in Comune di Livigno (So). Per l'ubicazione geografica si rimanda alla corografia a seguire.

Fig. 1 – Corografia con ubicazione area oggetto di intervento (C.T.R. Sez. D1b4)

In riferimento all'azzonamento della Carta di Fattibilità Geologica del Piano di Governo del Territorio - *Definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica L.R. 12 / 2005 e successive delibere attuative*, l'area oggetto di studio ricade in **Classe di fattibilità 3 (fattibilità con consistenti limitazioni: aree di conoide Cp normate dall'art. 9 comma 8 della N.d.A del PAI)**

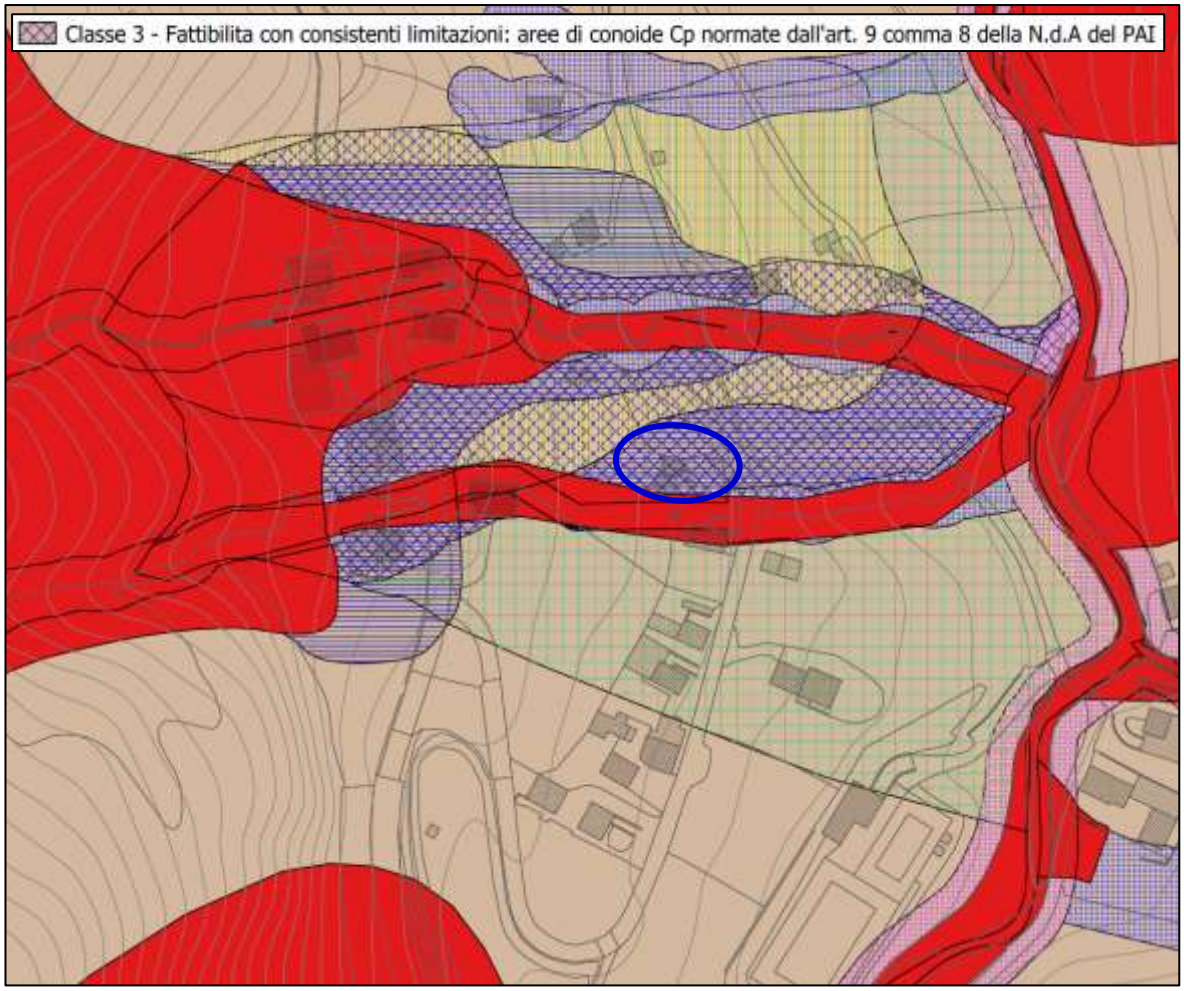


Fig. 2 – Estratto della carta di fattibilità geologica comunale e relativa legenda

Le Norme Tecniche di Fattibilità Geologica del P.G.T. riportano:

1.2 Classe 3 (arancione): fattibilità con consistenti limitazioni

La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità / vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa.

Il professionista deve in alternativa:

- *disporre fin da subito di elementi sufficienti, definire puntualmente per le eventuali previsioni urbanistiche le opere di mitigazione del rischio da realizzare e le specifiche costruttive degli interventi edificatori, in funzione della tipologia del fenomeno che ha generato la pericolosità / vulnerabilità del comparto;*
- *se non dispone di elementi sufficienti, definire puntualmente i supplementi di indagine relativi alle problematiche da approfondire, la scala e l'ambito di territoriale di riferimento (puntuale o relativo ad ambiti più estesi coinvolti dal medesimo fenomeno quali ad es. corsi d'acqua o falda ecc.) e la finalità degli stessi al fine di accertare la compatibilità tecnico-economica degli interventi con le situazioni di dissesto o potenzialmente vulnerabili e individuare di conseguenza le prescrizioni di dettaglio per poter procedere o meno all'edificazione.*

1.2.1 Indagini geognostiche per le aree in Classe 3

Le attività di indagine dovranno prevedere:

- *Indagini geognostiche, spinte sino a profondità significative in relazione alla tipologia di fondazione da adottare e alle dimensioni dell'opera da realizzare, per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione in termini di: granulometria, plasticità, resistenza e deformabilità.*
- *Indagini geofisiche per la determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m al di sotto del piano di posa delle fondazioni consistenti in indagini in foro (down-hole o cross-hole) o di superficie (SASW – Spectral Analysis of Surface Wawes, MASW – Multichannel Analysis of Surface Wawes - o REMI – Refraction Microtremor for Shallow Shear Velocity).*

Possono, in alternativa, essere utilizzate, per interventi di modesta entità, correlazioni empiriche di comprovata validità con prove di resistenza alla penetrazione dinamica o statica.
La scelta della metodologia di indagine dovrà essere commisurata all'importanza dell'opera e dovrà in ogni caso essere adeguatamente motivata. Specifici approfondimenti di indagine dovranno essere previsti per le aree di bonifica e di tutela della falda.
(…)

2) NORME GEOLOGICHE PER AREE CATALOGATE NELLA CARTA DEI DISSESTI REDATTA SECONDO LEGENDA UNIFORMATA P.A.I.

La Carta dei dissesti con legenda uniformata con quella del P.A.I., in scala 1.10.000 è riportata nella Tavola 10.
(…)

2.2 Norme per l'utilizzo delle aree in dissesto - Art. 9 N.d.A. del P.A.I.

Le zone classificate in dissesto Ve, Vm, Ca, Cp e Cn, Fa, Fq, Fs, Ee, Eb e Em sono disciplinate dalle N.d.A. del P.A.I. all' Art. 9 "Limitazioni alle attività di trasformazione e d'uso del suolo derivanti. dalle condizioni di dissesto idraulico e idrogeologico", fa4o salvo quanto previsto dall'art. 3 del D. L. 12 o4obre 2000, n. 279, convertito in L. 11 dicembre 2000, n. 365.

(…)

2.2.2 Norme per le aree di conoide

2.2.2.b AREE DI CONOIDE ATTIVE PARZIALMENTE PROTETTE (CP)

In queste aree, oltre agli interventi. del precedente punto, sono consentiti:

• gli interventi. di ristru4urazione edilizia, così come definiti. dall'art. 3 del d.p.r. 380/2001, come espressamente a4esta l'art. 27 della l.r. 12/2005, il cui testo è stato sostituito dall'art. 5 della l.r. 18/2019;

• gli interventi di ampliamento degli edifici esistenti. per adeguamento igienico funzionale;

• la realizzazione di nuovi impianti di trattamento delle acque reflue.

2.2.2.d PRESCRIZIONI

Eventuali proposte di uso delle aree interessate da fenomeni di trasporto in massa, dovranno tenere conto del quadro del dissesto descritto ed essere compatibili con il rischio idraulico sussistente. A tale proposito si ritiene inoltre utile che, per gli interventi di trasformazione territoriale, vengano ado4ate le Norme di Buona Tecnica, necessarie a ridurre il grado di rischio, di seguito elencate:

1. Realizzare le aperture degli edifici situate al di so4o del livello di piena a tenuta stagna; disporre gli ingressi in modo che non siano perpendicolari al flusso principale della corrente.

2. Progettare la viabilità minore interna e la disposizione dei fabbricati. così da limitare allineamenti di grande lunghezza nel senso dello scorrimento delle acque, che potrebbero indurre la creazione di canali di scorrimento a forte velocità.

3. Agevolare il deflusso/assorbimento delle acque di esondazione, evitando interventi che ne comportino l'accumulo.

4. Adottare misure atte a garantire la stabilità delle fondazioni rispe4o a fenomeni di erosione e scalzamento.

5. Prevedere drenaggi atti a ridurre l'insorgere di sovrapressioni interstiziali.

6. Prevedere opere di difesa per evitare fenomeni di erosione delle fondazioni superficiali.

7. Predisporre misure per facilitare l'evacuazione di persone e beni in caso di inondazione.

8. Ubicare le uscite a valle sopra il livello della piena centennale, aventi. dimensioni sufficienti per l'evacuazione di persone e beni verso l'esterno o verso i piani superiori.

In ottemperanza all'Art. 9 comma 10 delle N.d.A. del P.A.I., tutti gli interventi consentiti, di cui ai precedenti punti, sono subordinati ad una verifica tecnica, condotta anche in ottemperanza alle prescrizioni di cui alle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018), volta a dimostrare la compatibilità dell'intervento, le condizioni di dissesto e il livello di rischio esistente, sia per quanto riguarda possibili aggravamenti delle condizioni di instabilità presenti, sia alla sicurezza dell'intervento stesso.

Tale verifica deve essere allegata al progetto dell'intervento, redatta e firmata da un tecnico abilitato.
Per l'utilizzo delle aree deve essere comunque predisposto un Piano di Emergenza ad hoc, che dovrà essere ricompreso nel Piano di Protezione Civile del Comune e dovrà tenere conto anche del patrimonio edilizio esistente.

In riferimento al "Documento di polizia idraulica" del R.I.M. (aggiornato a giugno 2025) si evidenzia che nel tratto in esame il corso d'acqua che scorre a Sud rispetto al fabbricato oggetto d'intervento è caratterizzato da una fascia di rispetto idraulico con ampiezza pari a 5 m, ne consegue che il fabbricato in esame risulta esterno rispetto a tali fasce.

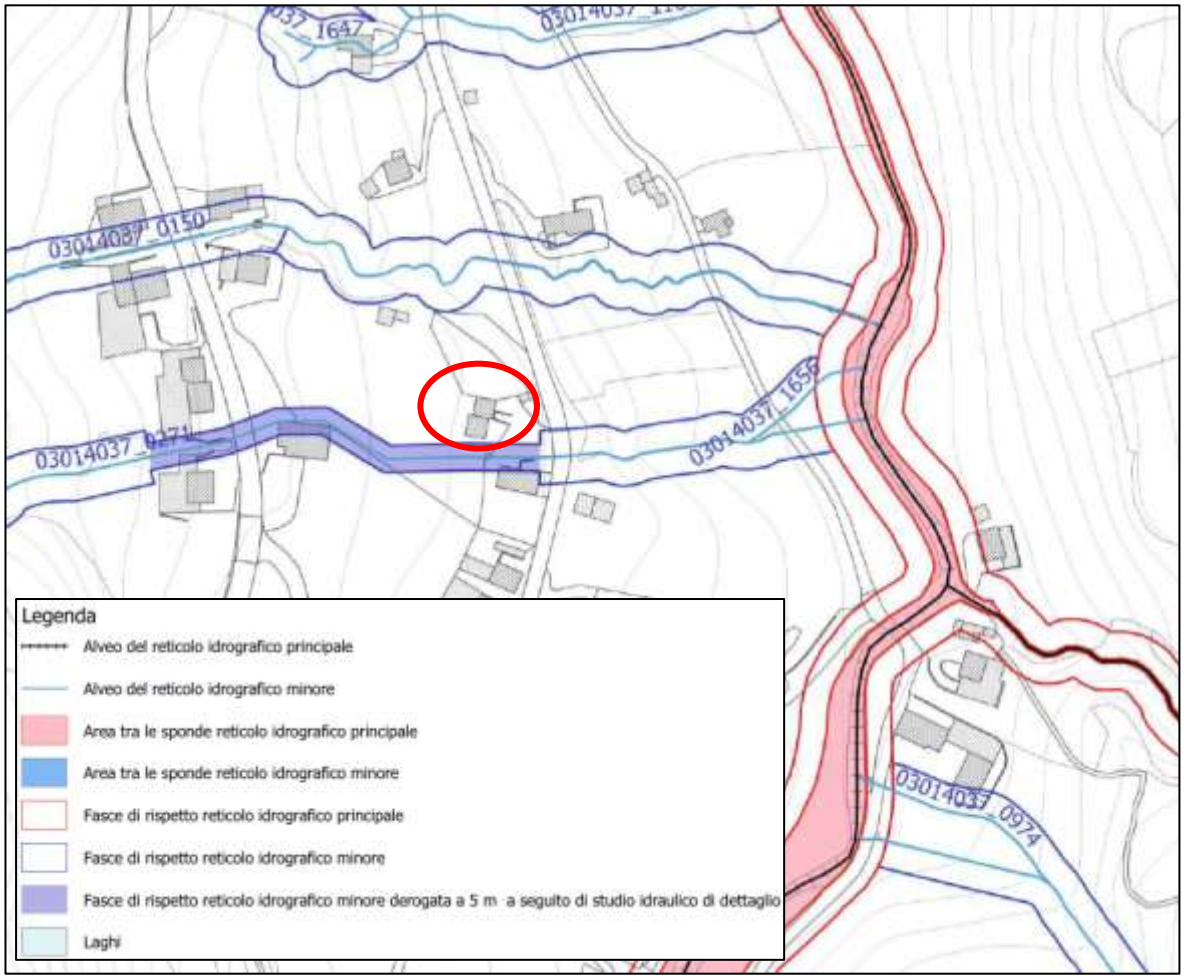


Fig. 3 – Stralcio "Carta fasce di rispetto del Reticolo Idrico Minore comunale" del R.I.M.

In riferimento alla perimetrazione del P.A.I. quale conoide Cp (AREE DI CONOIDE ATTIVE PARZIALMENTE PROTETTE) gli interventi proposti in progetto risultano compatibili in quanto rientrano tra gli interventi realizzabili in tale perimetrazione.

Inoltre sono state adottate scelte progettuali che garantiranno maggiore stabilità all'intera struttura anche in considerazione di potenziali eventi di carattere idrogeologico associati alla presenza della conoide.

1.1. METODOLOGIA

Al fine di meglio caratterizzare le condizioni geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche dell'area in oggetto, lo studio si è articolato nelle seguenti fasi:

- verifica, esame ed analisi degli elaborati e delle opere / interventi proposti in progetto (**RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO ESISTENTE IN VIA PRESOT**);
- ricerca, raccolta ed analisi critica dei dati tecnici e geologici esistenti in bibliografia;
- analisi dei lavori e delle indagini redatti dallo scrivente in aree limitrofe;
- sopralluogo e rilievo geologico – geomorfologico – idrogeologico dell'area di intervento e circostanti (**febbraio 2026**);
- esecuzione di n°1 rilievo di sismica passiva HVSR con strumentazione ECHO TROMO HVSR 3 (**11 agosto 2022**);
- verifica di fattibilità di quanto in progetto relativamente alla normativa vigente (P.A.I. – PGRA - RIM), al Piano di Governo del Territorio e agli altri strumenti di pianificazione comunale;
- interpretazione dei dati raccolti, elaborazione e restituzione ai sensi del D.M. 11.03.88, del D.M. 159 del 14.09.2005 e del D.M. 17.01.2018 (**relazione geologica (R1 – R3) e geotecnica (R2)**).

Fig. 4 – Ortofoto con ubicazione fabbricato oggetto di intervento (anno 2021)

1.2. FINALITA`

La presente analisi si prefigge i seguenti obbiettivi:

- valutare la situazione geologico – geomorfologica - idrogeologica locale per verificare la fattibilità di quanto in progetto;
- definire la categoria del sottosuolo, mediante l'indagine di sismica passiva HVSR con strumentazione ECHO TROMO HVSR 3;
- valutare, mediante l'analisi sismica di 2° livello, la stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di Fattore di amplificazione (Fa);
- definire la natura, la stratigrafia ed i parametri geotecnici caratteristici dei terreni / roccia di fondazione necessari per la verifica delle opere di fondazione e di sostegno delle terre;

- indicare, in funzione delle caratteristiche geotecniche / meccaniche dei terreni / roccia, i valori di portata ammissibile ed i relativi cedimenti;
- evidenziare eventuali problematiche / prescrizioni alla fattibilità di quanto in progetto e possibili soluzioni.

1.3. OPERE PROPOSTE

Con riferimento agli elaborati progettuali in nostro possesso, il progetto redatto dal **Geom. MATTEO MOTTINI** prevede la ristrutturazione di un fabbricato esistente sito in via Presot, frazione Trepalle in Comune di Livigno (So).

Con il progetto si intende ristrutturare e recuperare il fabbricato esistente per ricavarne due unità abitative, con relativa autorimessa e spazi accessori interrati.

Si prevede di conservare le principali caratteristiche tipologiche e di realizzare la porzione interrata ad uso autorimessa e accessorio, senza modificare la quota di imposta dell'edificio e prevedendo una rampa di accesso al piano interrato, sfruttando l'andamento naturale del terreno. Il progetto mantiene inalterate le distanze tra edifici, gli allineamenti e le distanze dal ciglio stradale, prevede il mantenimento della quota di ingresso dell'edificio, garantendo l'accessibilità alla struttura.

Considerato lo stato di abbandono dell'edificio e lo stato conservativo delle pareti perimetrali in legno risulta impossibile operare sull'immobile conservando la struttura esistente. Le murature perimetrali e gli elementi strutturali andranno sostituiti perché nella maggior parte dei casi non più recuperabili e non più strutturalmente idonei anche in considerazione delle situazioni di pericolo che potrebbero verificarsi durante l'esecuzione dei lavori. Le pareti perimetrali verranno ricostruite utilizzando travi con identiche caratteristiche alle esistenti recuperate dallo smontaggio di edifici simili all'esistente. A tal fine si prevede quindi di conservare i materiali di finitura con pareti a struttura in travi di legno incastrate, tetto a due falde nel rispetto delle pendenze preesistenti con copertura in tavole e scandole di larice e realizzando preventivamente i vani accessori interrati.
La riconfigurazione degli spazi interni implica una ridefinizione delle aperture, in maniera che siano garantite le necessità di aerazione e illuminazione e che dalla casa si possa godere del paesaggio circostante, nel totale rispetto dell'esistente; è prevista la realizzazione di aperture sui tre fronti est, sud e ovest, con serramenti in legno di larice e vetrate termoisolanti.

Il prospetto est di ingresso viene riconfigurato con la realizzazione di nuove aperture e la realizzazione di un balcone in legno; allo stesso modo gli altri prospetti, con affaccio verso le aree verdi, vengono modificati con

la realizzazione di nuove aperture. L'attualizzazione delle aperture non contrasta con le forme e la matericità dell'edificio oggetto di intervento, rispondono alle mutate esigenze d'uso degli spazi e riprendono i materiali di finitura tipici della tradizione, ponendosi in maniera rispettosa nei confronti del contesto in cui si inseriscono.

I mappali interessati dal progetto sono il n° 341 - 857 del foglio di mappa Fg. 44 del censuario catastale del Comune di Livigno (So).

Per maggiori approfondimenti si rimanda alle tavole e relazioni di progetto.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

2.1. CENNI DI GEOLOGIA GENERALE

Dal punto di vista geologico generale, l'area viene a trovarsi nell'ampia fascia corrispondente alle Alpi Centrali, caratterizzata da una struttura molto complessa, le cui falde appartengono a due domini strutturali: l'Elvetico, il Pennidico e l'Austroalpino a Nord mentre a Sud troviamo il Sudalpino (o Alpi Meridionali).

Elemento fondamentale della tettonica della Provincia di Sondrio è la presenza di una grandiosa faglia, nota in letteratura geologica con la denominazione di "linea del Tonale" o "linea Insubrica"[1], che rappresenta la superficie di sovrascorrimento delle unità elvetiche, pennidiche e austroalpine sul dominio sudalpino, movimento che ha provocato il sollevamento della porzione "alpina" di circa 15 km rispetto al Sudalpino (l'area in esame risulta ampiamente a Nord rispetto a tale lineamento).

Tale linea tettonica rappresenta in realtà solo una porzione della linea Periadriatica, che taglia longitudinalmente l'intero arco alpino e che, appunto, localmente prende denominazioni differenti; decorrendo da Ovest verso Est troviamo nel Canavese passando per Bellinzona e per il Passo di S. Jorio la "linea del Canavese", lungo il solco valtellinese, nel quale si mantiene in destra orografica, la "linea Insubrica", passando sotto l'Aprica fino al Passo del Tonale la "linea delle Giudicarie" ed in Val Pusteria e Val di Drava la "linea della Pusteria".

[1] da: "La geologia del territorio della Provincia di Sondrio" – Bonsignore, Bravi, Nangeroni, Ragni.

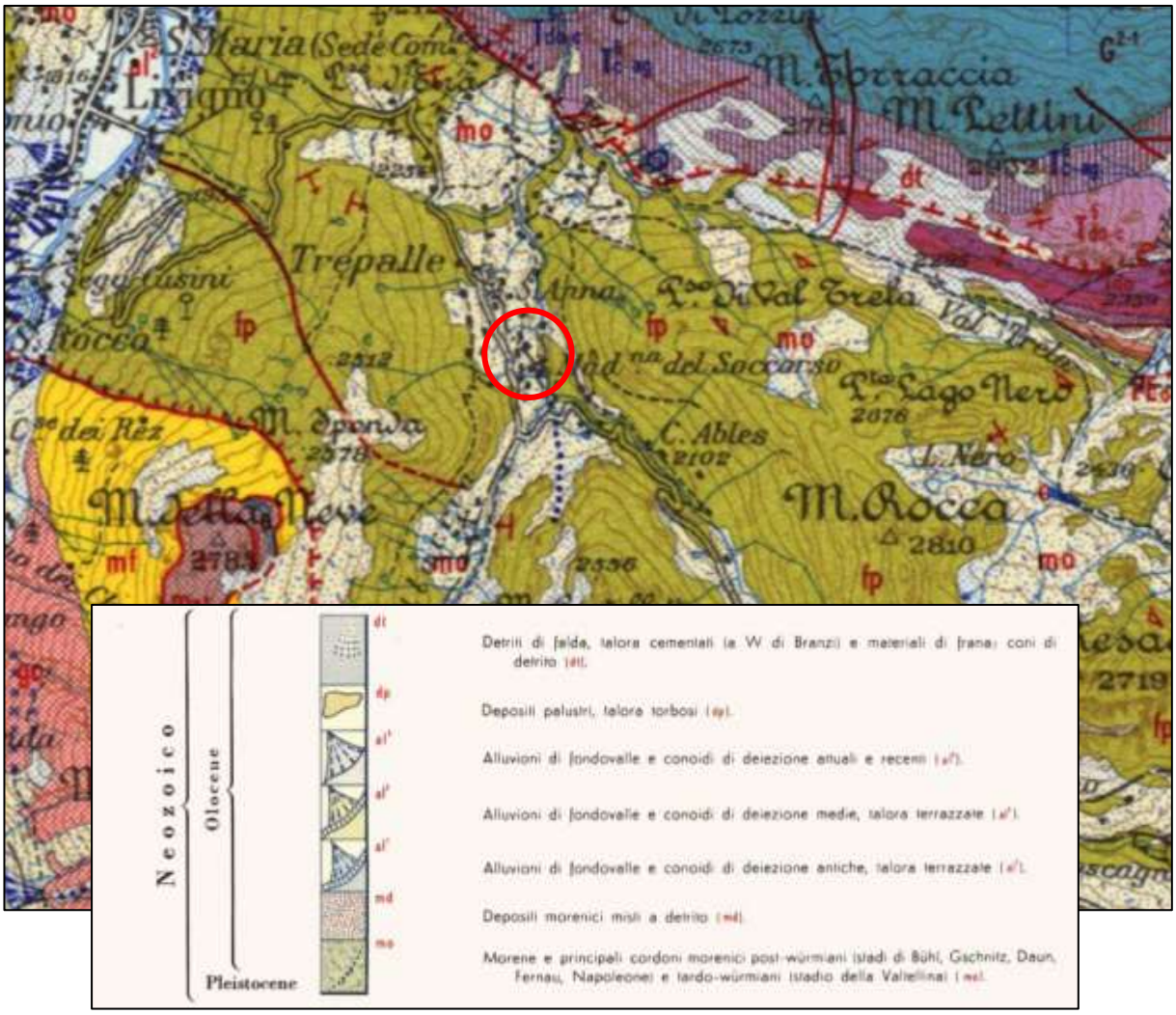


Fig. 5 - Carta geologica d'Italia foglio Bormio e relativa legenda al Neozoico

Le falde pennidiche, che formano la parte più profonda della catena alpina, risultano formate da grosse scaglie di crosta continentale prealpina e da una serie di sequenze metasedimentarie permo - mesozoiche e terziarie accatastate assieme a lembi di ofioliti testimoni dell'Oceano Ligure - Piemontese. I complessi ofiolitici e plutonici marcano il passaggio dal dominio pennidico all'austroalpino, il quale comprende i sovrascorrimenti più estesi e le unità strutturali più elevate del sistema alpino, costituiti da falde accatastate in modo irregolare sia di crosta continentale prealpina (basamento prepermiano già metamorfosato prima dell'orogenesi alpina, verosimilmente nella precedente orogenesi ercinica) sia di sedimenti (coperture) permo - mesozoici. Nelle falde australpine affiorano la finestra dell'Engadina e dei Tauri nelle quali si possono osservare le falde pennidiche sottostanti.

A Sud della "linea Insubrica" si estende il complesso sudalpino (Alpi Meridionali); esso comprende il basamento cristallino (Cristallino Sudalpino), metamorfosato in ambiente duttile durante l'orogenesi ercinica, e la copertura carbonifera - mesozoica (Sedimentario Sudalpino), che non ha subito metamorfismo alpino ma è stata deformata in prossimità della superficie insieme ad alcune scaglie del basamento.

In particolare, il territorio del Comune di Livigno è geologicamente appartenente al Dominio Austroalpino, le cui Unità si succedono dal basso verso l'alto, a partire dalla fase deformativa cretacica, secondo il seguente ordine: "Falda Bernina", "Sistema Languard-Campo-Ortles" e "Falda di Quattervals". L'identificazione dei sistemi di falde si fonda sull'individuazione di grandi piani di sovrascorrimento, materializzati da fasce di rocce cataclastico - milonitiche. Tra il Cretaceo e l'Eocene le falde hanno subito successive fasi deformative, evidenziate dalla formazione di pieghe polifasiche e faglie di vario tipo e da episodi di metamorfismo. Nel periodo Terziario si sono manifestati anche fenomeni di magmatismo, caratterizzati dalla presenza di dicchi che tagliano le strutture preesistenti (Andesiti e Porfiriti).

L'area in esame si trova in corrispondenza del margine settentrionale della "Falda di Campo" (*Staub, 1924*) che rappresenta la grande estensione di basamento (filladi, *paragneiss*, *ortogneiss*, metabasiti, marmi, rocce granitoidi, ecc.) con impronta metamorfica di età ercinica o più antica, affiorante a Sud delle dolomiti dell'Engadina. Lungo il suo margine occidentale, la "Falda di Campo" è accavallata sopra la "Falda Bernina" (a SW) e la "Falda di Languard" (a NW); l'accavallamento della "Falda di Campo" sopra la "Falda di Languard" è sicuramente di età alpina. La "Falda di Campo" coinvolge la porzione centrale del territorio comunale; è delimitata ad Ovest dalla "Falda di Languard" e a settentrione dall'allineamento identificato lungo la cresta del Monte Crapene (m 2.429 s.l.m.) e del Monte La Pare (m 2.390 s.l.m).

2.2. SUBSTRATO ROCCIOSO

In fase di sopralluogo NON è stato rilevato l'affiorare – sub affiorare del **substrato roccioso** in corrispondenza dell'area oggetto di intervento e limitrofe. Si esclude inoltre ogni qualsiasi interazione con le opere esistenti ed in progetto.

Il litotipo locale è riconducibile alle Filladi di Bormio, le cui litologie sono riferibili a litotipi prevalentemente filladici di colore verde scuro, a litotipi micascistosi di colore marrone, a litotipi

gneissici di colore grigio chiaro e, con minor frequenza, a scisti sericitici e *gneiss* massicci. Trattandosi di porzioni metamorfosate non sono ravvisabili distinzioni nette sul terreno; invece, risulta ben evidente e diffusa la costante matrice tettonizzata dovuta all'orogenesi alpina.

2.3. COPERTURA SUPERFICIALE

L'area oggetto di studio presenta una copertura superficiale caratterizzata da **depositi alluvionali di conoide**.

In particolare, i depositi di conoide sono gli accumuli che si formano alla confluenza dei corsi d'acqua laterali con la valle principale (fondovalle del Torrente Vallaccia). I materiali erosi nel bacino di alimentazione e lungo l'asta torrentizia vengono presi in carico dalle acque di ruscellamento e trasportati sul fondovalle dove vengono depositati con una caratteristica forma a ventaglio.

Litologicamente si tratta di terreni naturali caratterizzati da depositi poligenici ed eterometrici costituiti da trovanti, ciottoli subarrotondati e ghiaie in matrice prevalentemente sabbiosa; la frazione limosa nella matrice aumenta allontanandoci dall'apice verso la zona distale del conoide.

- - - - - - -

In allegato a fine testo la carta geo litologica estratta dalle cartografie geoambientali – Regione Lombardia a scala 1 : 10.000.

3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il territorio comunale di Livigno è situato in Alta Valtellina, lungo la Valle del Fiume Spöl, si estende dalla sorgente fino alla confluenza nel Lago di Livigno e si sviluppa fino al Passo del Gallo, al confine con la Confederazione Elvetica. La morfologia principale è dominata dal fondovalle del Fiume Spöl che attraversa il territorio comunale da Sud a Nord, con una quota che varia da 1.985 m s.l.m., in corrispondenza della confluenza tra la Valle Forcola e la Valle Vago, a 1.800 m s.l.m. presso il Lago di Livigno.

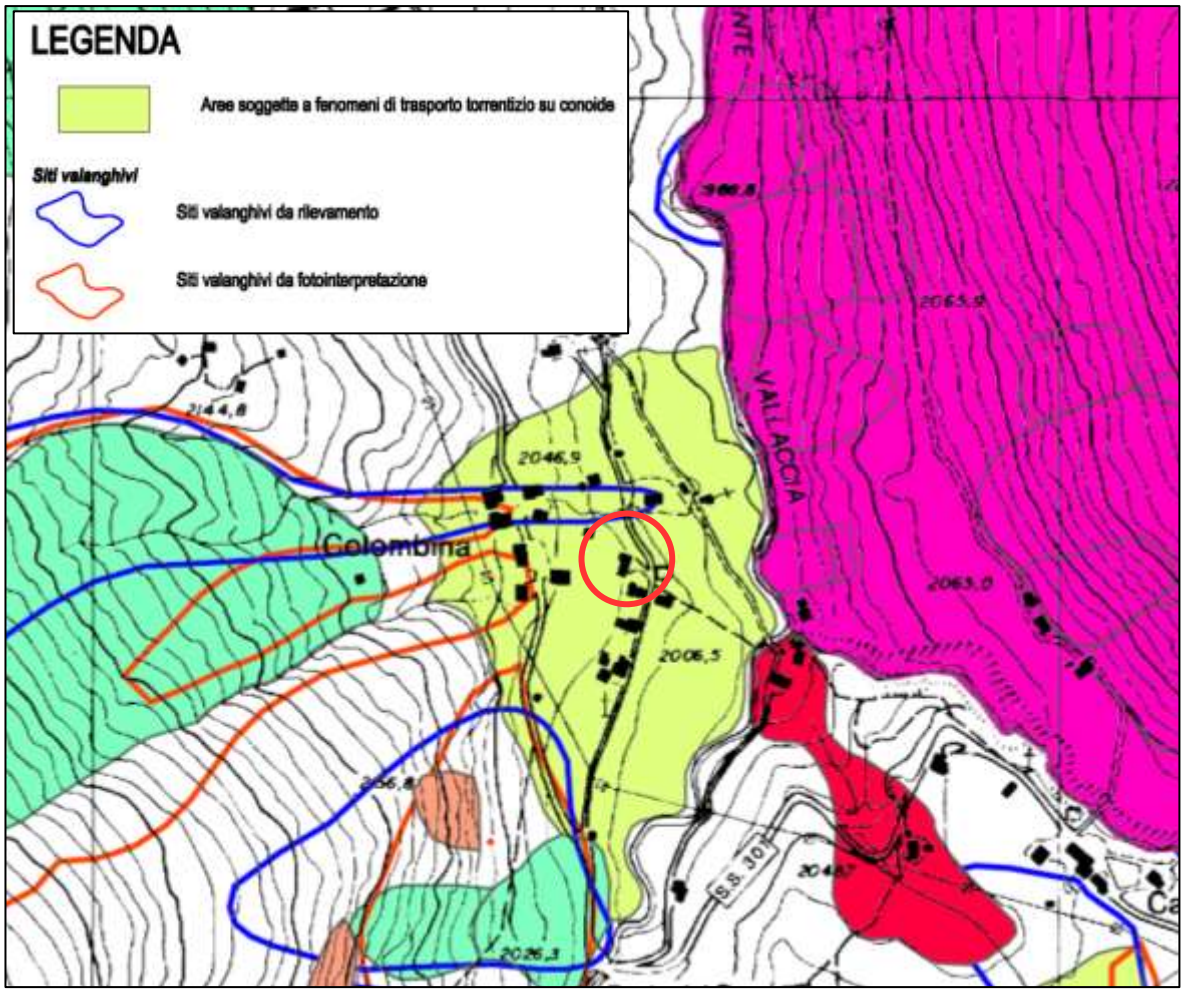


Fig. 6 – Stralcio “Carta della dinamica geomorfologica” del P.G.T. del Comune di Livigno e relativa legenda

In dettaglio la morfologia dell'area risulta connessa principalmente all'azione di deposizione di n°2 corsi d’acqua appartenenti al Reticolo Idrico Minore comunale, che hanno determinato la formazione di un conoide alluvionale che si apre verso il fondovalle del Torrente Vallaccia, con una

forma planimetrica regolare a ventaglio ma caratterizzata da frequenti irregolarità morfologiche della superficie. L'area in esame si trova nel settore mediale del conoide ed è caratterizzata da una digradazione delle quote topografica in direzione del fondovalle del Torrente Vallaccia (Est).

In fase di sopralluogo (**febbraio 2026**) non sono stati rilevati in zona processi geomorfici potenziali o in atto tali da pregiudicare la sicurezza del fabbricato in progetto.

Si è anche tenuto conto dello studio e perimetrazione delle aree a rischio valanghivo redatto dal Comune di Livigno (*Bariffi, novembre 2009* e successivi studi di dettaglio - *Dott. Fabiano Monti ed Ing. Luca Dellarole, luglio 2020 – maggio 2021 – febbraio 2025*) dal quale NON si denotano fenomeni valanghivi che possono inficiare la sicurezza dell'opera in progetto.
Si denota la presenza lungo il versante di nostro interesse del fenomeno valanghivo "Colombina" (codice identificativo 505) a Nord/Nord – Est e di un secondo fenomeno valanghivo identificato con il codice 506 a Sud - Est. Detto ciò, il fabbricato in progetto si trova esternamente rispetto alle "Zone di pericolosità" perimetrate.

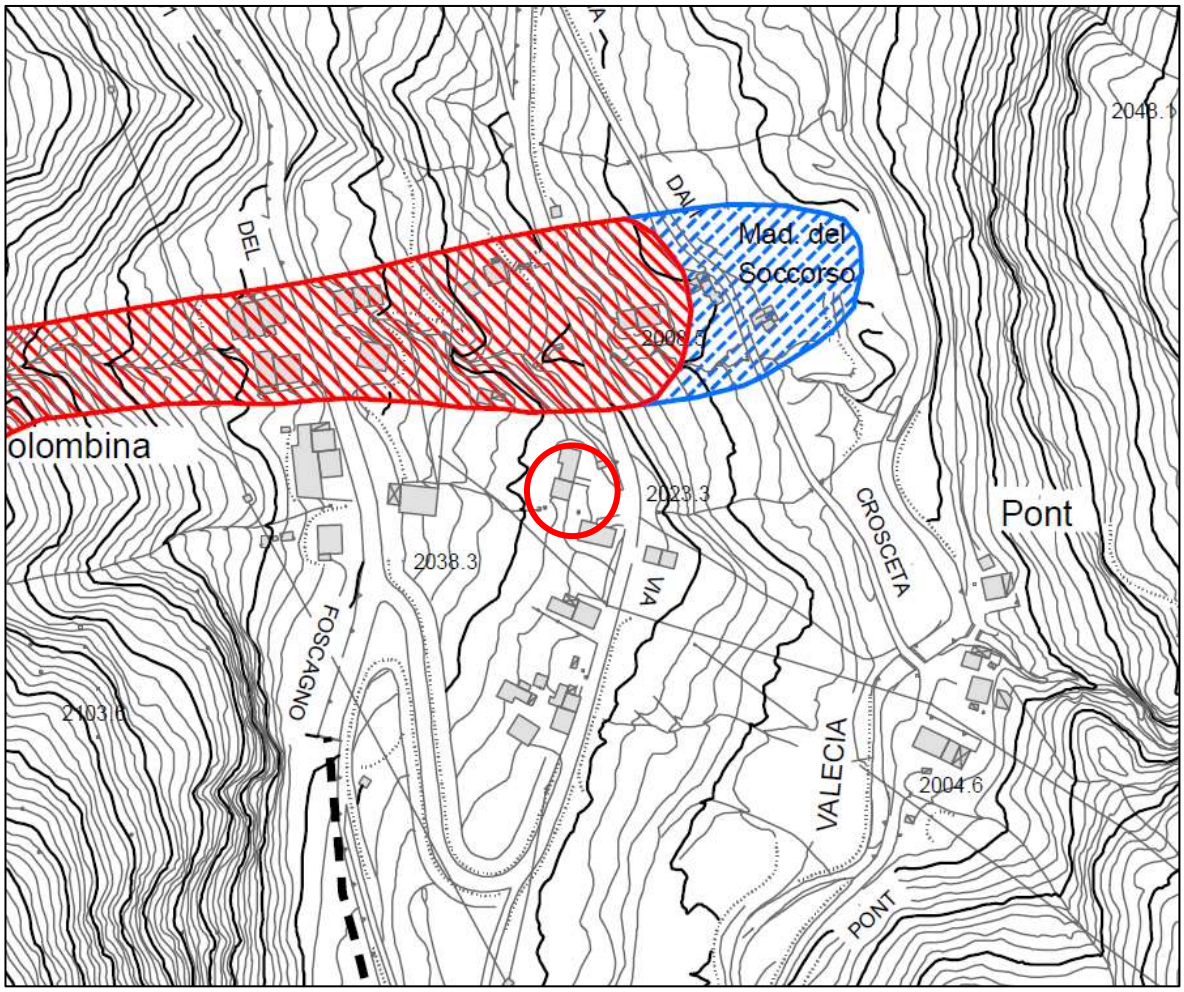


Fig. 7 – Stralcio tavola "Piano Valanghe – Sintesi area considerata P.Z.E.V. + C.L.P.V." del P.G.T. del Comune di Livigno e relativa legenda (novembre 2009)

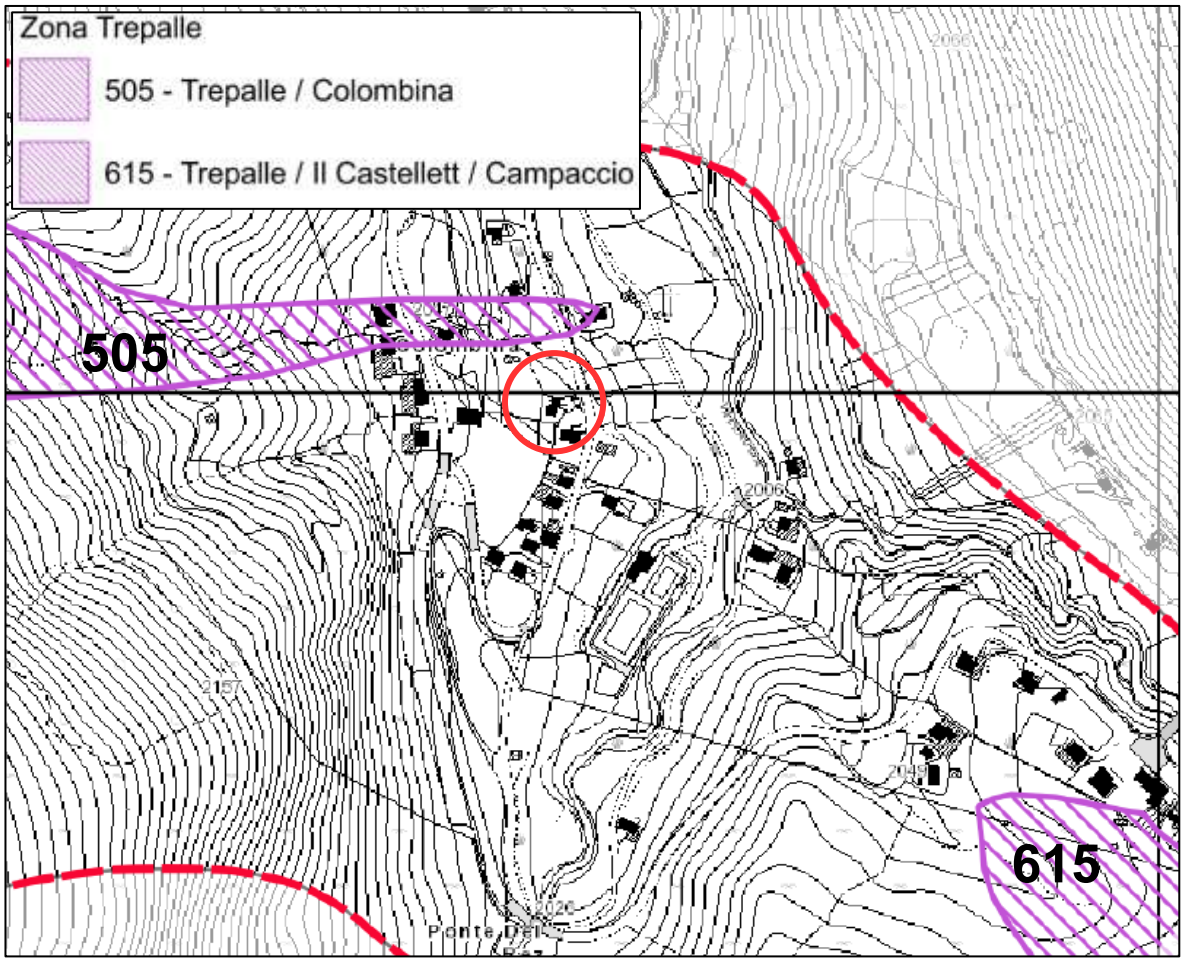


Fig. 8 – Stralcio tavola "Piano Valanghe – Sintesi area considerata P.Z.E.V. + C.L.P.V." del P.G.T. del Comune di Livigno e relativa legenda (luglio 2021)

4. CARATTERI IDROGEOLOGICI E IDROGRAFIA SUPERFICIALE

Relativamente all'assetto idrografico il territorio comunale di Livigno è caratterizzato principalmente dalla presenza del Fiume Spöl, che lo attraversa in senso longitudinale. La configurazione della rete idrografica può essere definita nel suo complesso di tipo “subdentritico”, per la presenza di alcuni rami paralleli e di un parziale controllo tettonico, dovuto all'assetto geologico. Il bacino dello Spöl in territorio italiano ha una superficie complessiva di 250 km^2 e può essere suddiviso in numerosi sottobacini presenti soprattutto nella parte di testata della valle ed in sinistra idrografica.

In dettaglio si evidenzia in direzione Sud, ad una distanza minima in linea d’aria superiore a 5,00 m, la presenza di un corso d’acqua censito nel Reticolo Idrico Minore comunale (codice identificativo 03014037_0271), mentre in direzione Nord, ad una distanza minima in linea d’aria superiore a 50,00 m, scorre il Rio da Somarin, anch’esso appartenente al Reticolo Idrico Minore comunale (codice identificativo 03014037_0150). Entrambi sono affluenti di sinistra del Torrente Vallaccia. Infine, in direzione Est, ad una distanza minima in linea d’aria superiore a 130,00 m, la presenza del Torrente Vallaccia.

Detto ciò, dall'analisi dei piani di settore comunali NON sono previste interferenze tra il fabbricato in progetto e la fascia di rispetto dei corsi d'acqua sopracitati.

Dall’analisi della Carta fasce di rispetto del Reticolo Idrico Minore comunale sotto riportata e dal rilievo effettuato dal progettista riportato sulla Planimetria, si denota che il fabbricato oggetto d’intervento è esterno rispetto alla fascia di rispetto idraulico del corso d’acqua identificato dal codice 030140037_0271. Tale fascia di rispetto presenta un’ampiezza pari a 5 m.

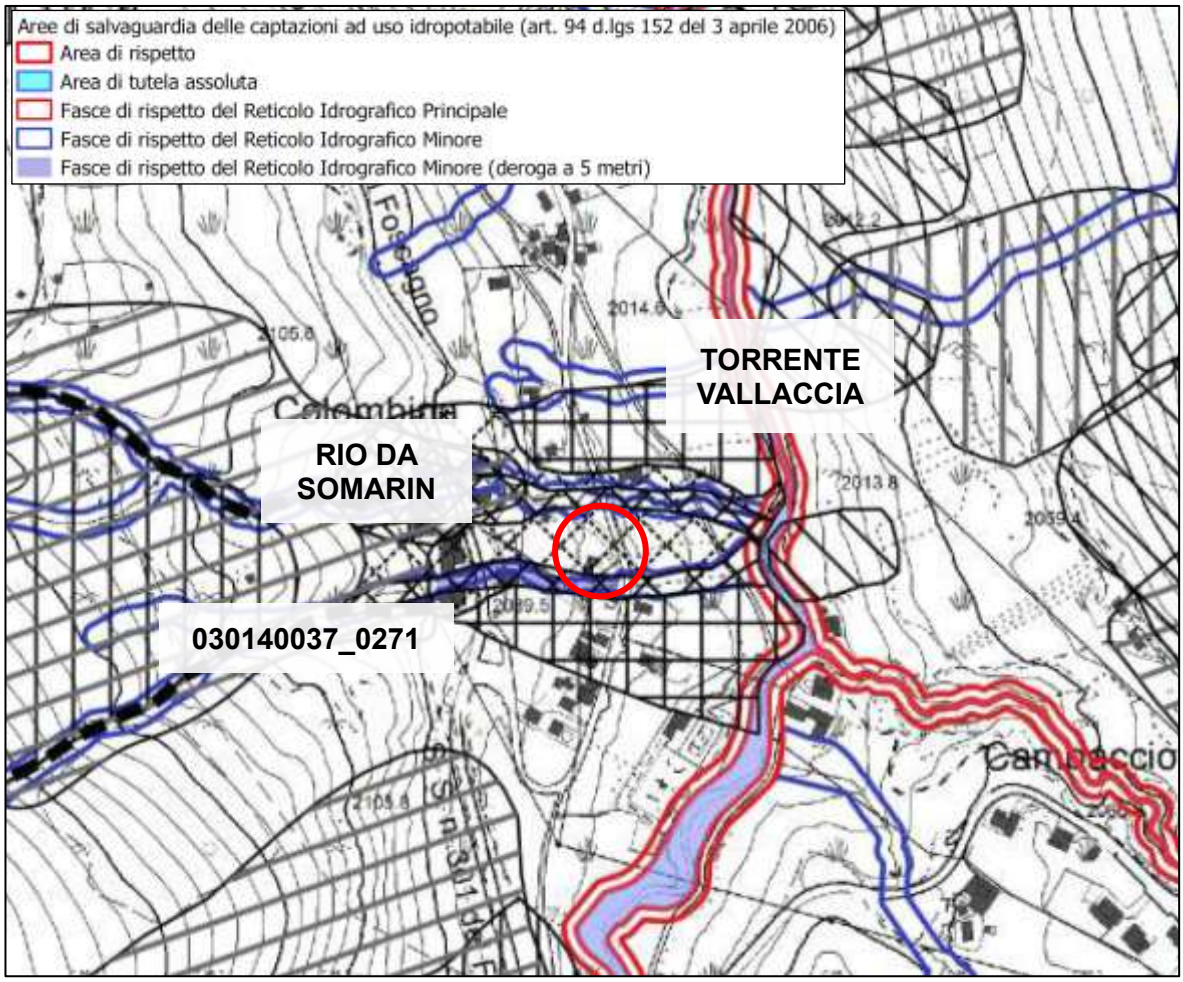


Fig. 9 – Stralcio "Carta dei vincoli" del P.G.T. del Comune di Livigno

Per quello che concerne i caratteri idrogeologici dell'area il livello superficiale della falda freatica non è stato rilevato in fase di indagine. Si esclude la presenza di falde acquifere superficiali estese nei terreni in oggetto di studio e la loro eventuale interferenza con le opere esistenti ed in progetto.

In ogni caso si è a conoscenza della presenza di infiltrazioni sotterranee che si manifestano più importanti in occasioni di eventi meteorici piovosi; pertanto, si prescrive la completa impermeabilizzazione del piano interrato e l'adozione di sistemi di drenaggio per la raccolta delle acque di infiltrazione sotterranea da realizzarsi sia alla base delle opere di fondazione sia a tergo delle porzioni interrate.

I drenaggi dovranno essere realizzati mediante la posa di tubazioni fessurate per la raccolta e lo smaltimento delle acque e mediante il riempimento con materiale grossolano arido. Le acque

raccolte potranno essere smaltite mediante collettamento alla rete locale delle acque bianche oppure in un recapito superficiale (corso d'acqua).

5. INQUADRAMENTO SISMICO, INDAGINE SISMICA ED ANALISI SISMICA

5.1. INQUADRAMENTO SISMICO GENERALE

Ai fini dell'applicazione della nuova normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003, Delibera della Giunta Regionale n° 14964 del 7 novembre 2003) l'intero territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, con grado di pericolosità crescente da 4 a 1 (rif. allegato A della D.G.R. n° 14964/2003: classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia).

Il territorio del Comune di Livigno era stato inserito nella zona 4 (livello di pericolosità sismica molto basso); nelle normative precedenti non era stato classificato.

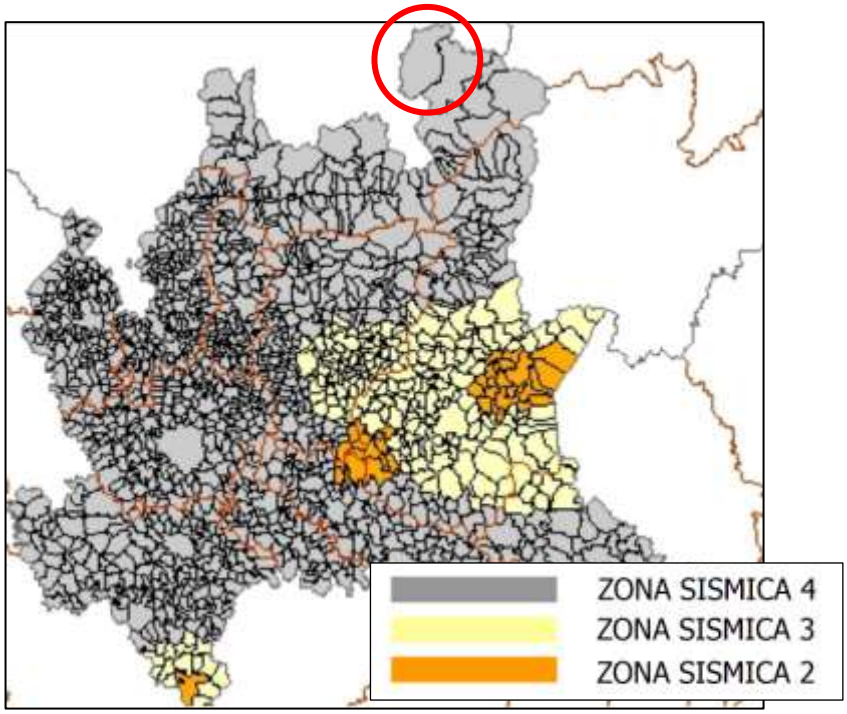


Fig. 10 – Classificazione sismica secondo la D.G.R. N° 14964/2003

Ciascuna zona è classificata in base ai valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ag/g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni secondo lo schema seguente:

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme tecniche)
1	> 0,25 a_g/g	0,35 a_g/g
2	0,15 – 0,25 a_g/g	0,25 a_g/g
3	0,05 – 0,15 a_g/g	0,15 a_g/g
4	< 0,05 a_g/g	0,05 a_g/g

Nel 2014 è stata approvata la D.g.r. 11 luglio 2014 – n. X/2129 che prevede l'aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art.3, c. 108, lett. d). Tale provvedimento è entrato in vigore il 10 aprile 2016 e ha comportato una riclassificazione sismica dei vari comuni lombardi; in particolare il Comune di Livigno è passato da zona sismica 4 a **zona sismica 3 (livello di pericolosità sismica basso)**.

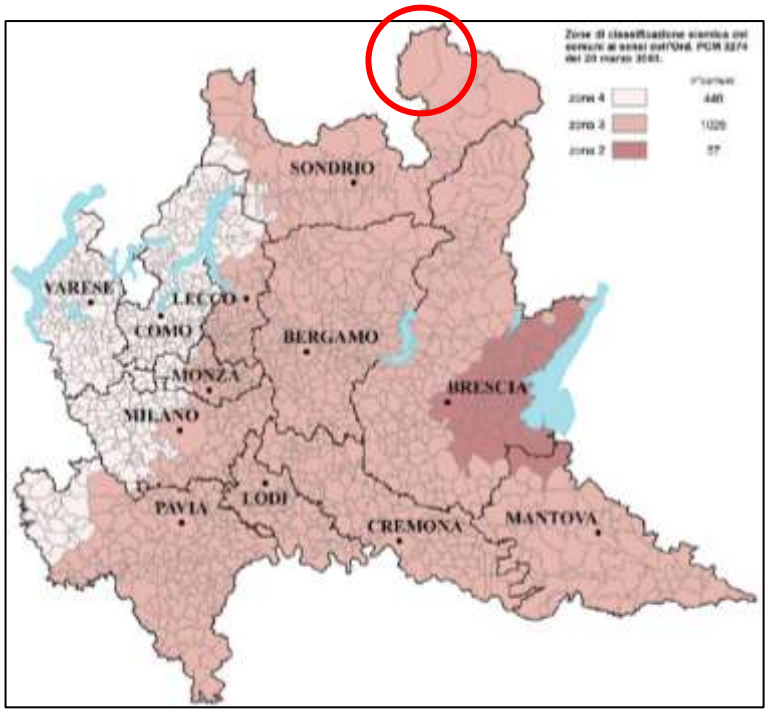


Fig. 11 – Classificazione sismica secondo la nuova normativa

La normativa vigente (rif. allegato 2 dell'Ordinanza del P.C.M. n° 3274/2003: norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici) definisce inoltre le categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le indicazioni si riferiscono ai terreni presunti alla profondità del piano di posa delle fondazioni).

La categoria del sottosuolo è stata ricavata sulla base della interpretazione delle indagini svolte (prova di sismica passiva HVSR con strumentazione ECHO TROMO HVSR 3).

L'indagine di sismica passiva HVSR ha evidenziato una $V_{s\ eq}$ pari a 562,36 m/s; pertanto, si ipotizza che i terreni naturali in oggetto di studio appartengano alla

Categoria di sottosuolo B.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

In riferimento alle condizioni topografiche la morfologia dei luoghi può essere ricondotta alla **categoria topografica T1**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Vengono di seguito forniti i valori dei parametri e dei coefficienti sismici per il sito in esame:

Fig. 12 – Localizzazione del reticolo di riferimento

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii e fondazioni

Sito in esame

Latitudine: 46,520769 [°]

Longitudine: 10,181178 [°]

Classe d'uso: 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.

Vita nominale: 50 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Siti di riferimento

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	7613	46,5396	10,1540	2948,622
Sito 2	7614	46,5416	10,2265	4165,237
Sito 3	7836	46,4916	10,2292	4903,254
Sito 4	7835	46,4897	10,1569	3929,410

Le coordinate sono espresse in ED50

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,036	2,402	0,194
Danno (SLD)	63	50	0,048	2,397	0,206
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,123	2,506	0,258
Prevenzione del collasso (SLC)	5	975	0,155	2,569	0,266

Coefficienti sismici

	Kh [-]	Kv [-]	Amax [-]	Beta [-]	Khi [-]
SLO	0,008	0,004	0,424	0,200	0,104
SLD	0,011	0,006	0,565	0,200	0,138
SLV	0,035	0,018	1,447	0,240	0,128
SLC	0,045	0,022	1,824	0,240	0,159

5.2. INDAGINE DI SISMICA PASSIVA HVSR

In data **11 agosto 2022** è stata effettuata un'indagine indiretta di sismica passiva HVSR con strumentazione ECHO TROMO HVSR 3, che ha permesso di ricavare la categoria del sottosuolo e, attraverso la variazione della velocità sismica nel sottosuolo, di ottenere approssimativamente la stratigrafia.

L'indagine è stata svolta in corrispondenza del terreno di proprietà antistante alla facciata Sud - Est del fabbricato oggetto di ristrutturazione, ad una quota indicativa di +3,50 m rispetto al piano di fondazioni.

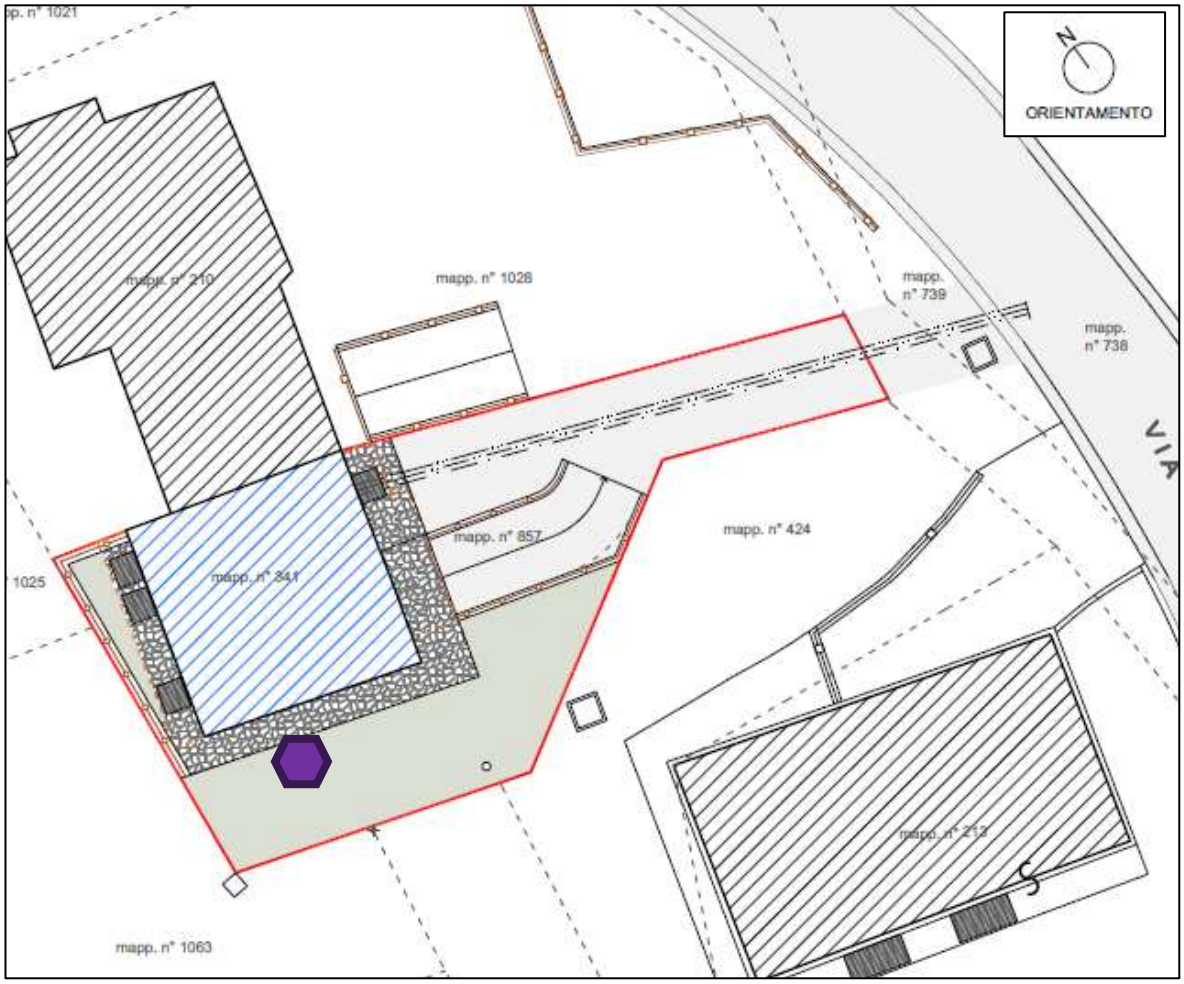


Fig. 13 – Stralcio tavola "PLANIMETRIA DI PROGETTO" con ubicazione punto di esecuzione indagine di sismica passiva HVSR con strumentazione ECHO TROMO HVSR 3 (esagono viola)

Con il tromografo ECHO TROMO-3 è possibile eseguire misure HVSR e MASW su 3 canali con *trigger*. Di seguito sono indicate le principali caratteristiche tecniche dello strumento:

Number of channels	3 with differential input
AD convertion	24 bits
Dynamic range	130dB@1ms PG=0dB 120dB@1ms PG=18dB
Cross talk	>90dB
Preamplify gain	1-2-4-8-16-32
Frequency response MASW	0 to 400Hz (1KSPS)
Frequency response HVSR	Selectable 78-155-311-415-622-1244 Hz
Sampling Interval	12.8 -6.4-3.2-2.4-1.6-0.8 ms
Record Lenght	Depends on the SDcard capacity
Distorsion (THD)	0,0004%
Max Input signal	1Vpp, 0dB
CMR	110dB (fCM = 60Hz fDATA = 30kSPS)
Noise	0,25uV, 2ms 36dB
Delay	0 to 100 sec
Temperature range	-30°C +70°C
Power	9.6 Volt
Continuous recording	yes
Output format:	SEGY / SAF (SESAME ASCII FORMAT)

La tecnica HVSR permette in primo luogo di valutare la frequenza di vibrazione naturale di un sito. Successivamente, come ulteriore sviluppo, la stima del parametro normativo Vs30 attraverso un processo di inversione del problema iniziale. Le ipotesi alla base della tecnica sono: una concentrazione del contenuto in frequenza localizzato maggiormente in quelle basse (tipicamente al di sotto dei 20 Hz); assenza di sorgenti periodiche e/o con contenuto in alte frequenze; le sorgenti di rumore sono uniformemente distribuite intorno alla stazione di registrazione. Se queste sono soddisfatte, la tecnica può essere suddivisa nelle fasi che vengono di seguito illustrate.

Si esegue una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro (*x*, *y*, *z*) con una singola stazione. Tale registrazione deve essere effettuata, secondo le indicazioni del progetto SESAME, per una durata non inferiore ai 20 minuti.

Si esegue un'operazione detta di *windowing*, in cui le tre tracce registrate vengono suddivise in finestre temporali di prefissata durata. Secondo le indicazioni del succitato progetto SESAME tale dimensione, detta *Long Period*, deve essere almeno pari ai 20 secondi. Si ottiene così un insieme di finestre "*long*", che sono sincronizzate fra le tracce. Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare l'eventuale presenza di transienti (disturbi temporanei con grandi contributi nelle frequenze alte) o di fenomeni di saturazione.

Per ciascuna delle finestre rimanenti, quindi ritenute valide, viene valutato lo spettro di *Fourier*. Quest'ultimo viene sottoposto a *tapering* e/o lisciamento secondo una delle varie tecniche note in letteratura e ritenute all'uopo idonee.

Successivamente si prendono in considerazione gli spettri delle finestre relative alle tracce orizzontali in coppia. Ovvero, ogni spettro di una finestra per esempio della direzione *X,* ha il suo corrispettivo per le finestre nella direzione *Y*, vale a dire che sono relative a finestre temporali sincrone. Per ognuna di queste coppie viene eseguita una somma tra le componenti in frequenza secondo un determinato criterio che può essere, ad esempio, una semplice media aritmetica o una somma euclidea.

Per ciascuna coppia di cui sopra, esiste lo spettro nella direzione verticale *Z*, ovvero relativo alla finestra temporale sincrona a quelle della coppia. Ogni componente in frequenza di questo spettro viene usato come denominatore nel rapporto con quello della suddetta coppia. Questo permette quindi di ottenere il ricercato rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali in cui viene suddivisa la registrazione durante l'operazione di *windowing*.

Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

L'ulteriore ipotesi che questo rapporto spettrale possa ritenersi una buona approssimazione dell'ellitticità del modo fondamentale della propagazione delle onde di *Rayleigh*, permette di confrontare questi due al fine di ottenere una stima del profilo stratigrafico. Tale procedura, detta di inversione, consente di definire il profilo sostanzialmente in termini di spessore e velocità delle onde di taglio. Avendo quindi una stima del profilo della velocità delle onde di taglio, è possibile valutarne il parametro normativo Vs30.

Fig. 14 – Punto di esecuzione indagine di sismica passiva HVSR con strumentazione ECHO TROMO HVSR 3

Tracce in input

Dati riepilogativi:

Numero tracce:	3
Durata registrazione:	900 s
Frequenza di campionamento:	172,00 Hz
Numero campioni:	154800
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Grafici tracce:

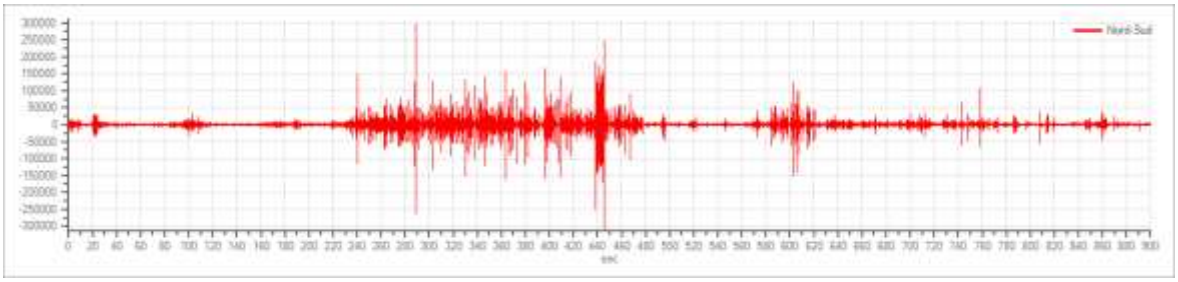


Fig. 15 – Traccia in direzione Nord-Sud

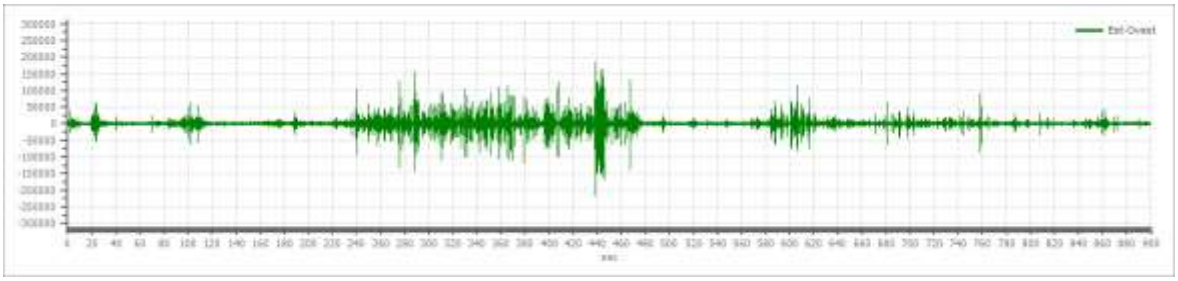


Fig. 16 – Traccia in direzione Est-Ovest

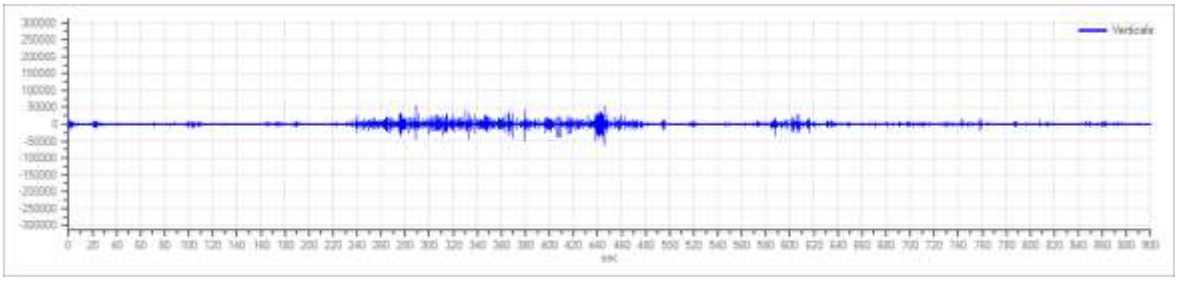


Fig. 17 – Traccia in direzione Verticale

Finestre selezionate

Dati riepilogativi:

Numero totale finestre selezionate:	25
Numero finestre incluse nel calcolo:	25
Dimensione temporale finestre:	20,000 s
Tipo di lisciamento:	Triangolare proporzionale
Percentuale di lisciamento:	15,00 %

Tabella finestre:

Numero finestra	Istante iniziale	Istante finale	Selezione
1	60	80	Inclusa
2	140	160	Inclusa
3	160	180	Inclusa
4	180	200	Inclusa
5	200	220	Inclusa
6	220	240	Inclusa
7	240	260	Inclusa
8	260	280	Inclusa
9	280	300	Inclusa
10	300	320	Inclusa
11	320	340	Inclusa
12	340	360	Esclusa
13	360	380	Inclusa
14	400	420	Esclusa
15	440	460	Esclusa
16	480	500	Inclusa
17	500	520	Inclusa
18	520	540	Inclusa
19	540	560	Inclusa
20	560	580	Inclusa
21	600	620	Inclusa
22	620	640	Inclusa
23	660	680	Esclusa
24	780	800	Inclusa
25	820	840	Esclusa

Grafici tracce con finestre selezionate:

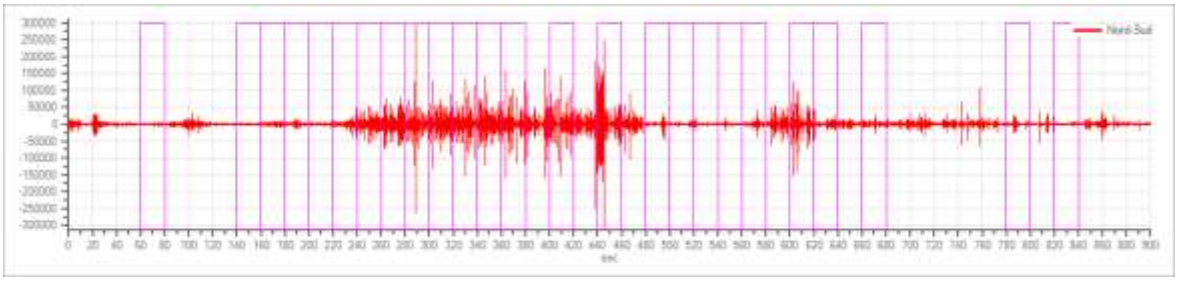


Fig. 18 – Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud

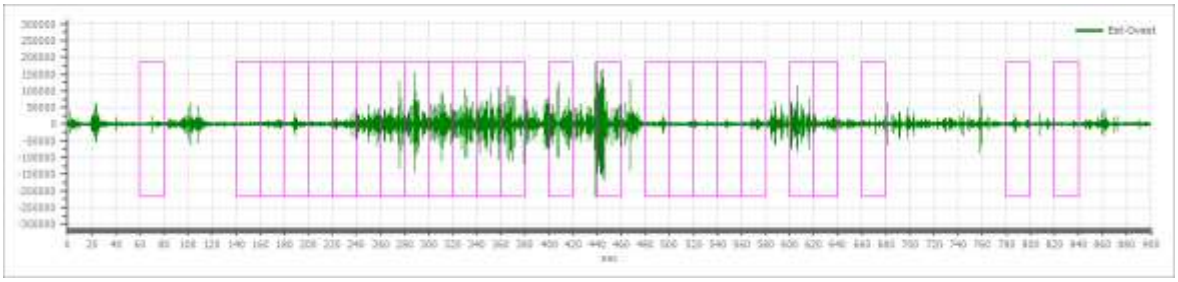


Fig. 19 – Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest

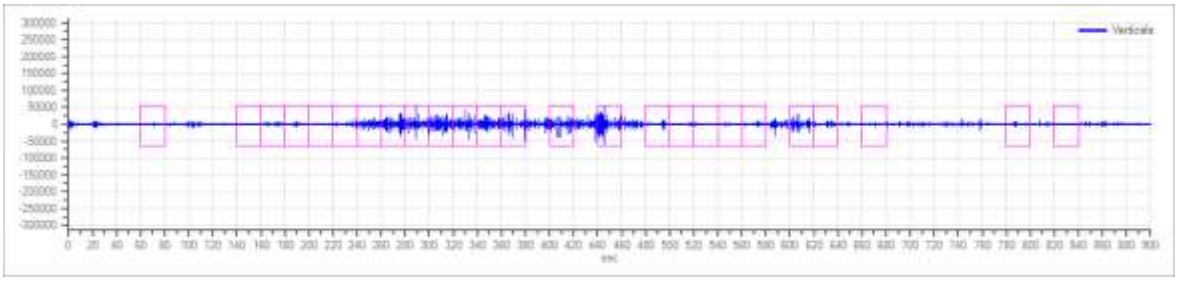


Fig. 20 – Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale

Grafici degli spettri

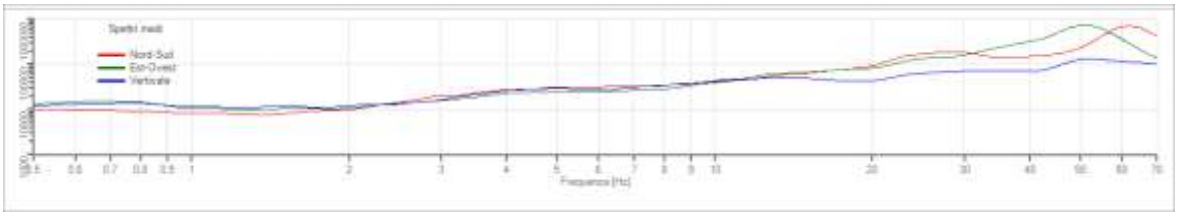


Fig. 21 – Spettri medi nelle tre direzioni

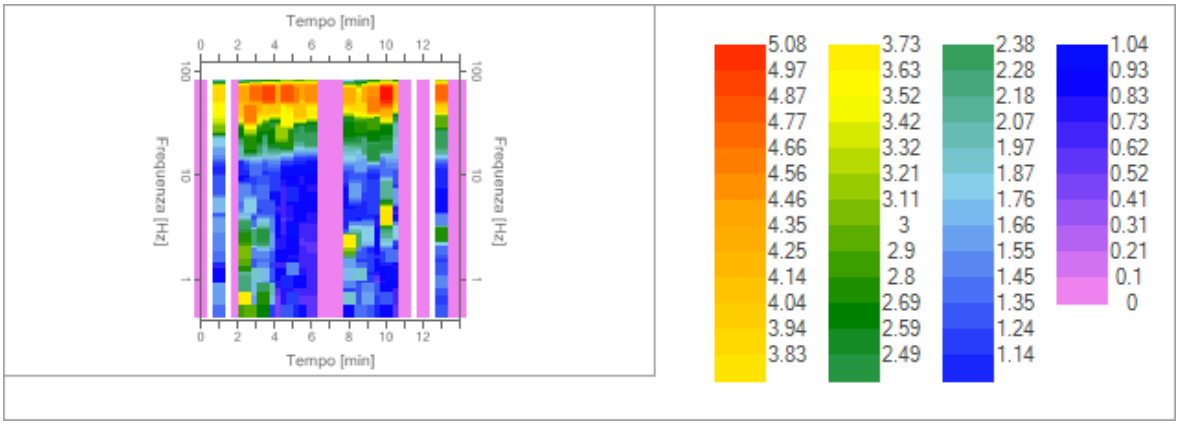


Fig. 22 – Mappa della stazionarietà degli spettri

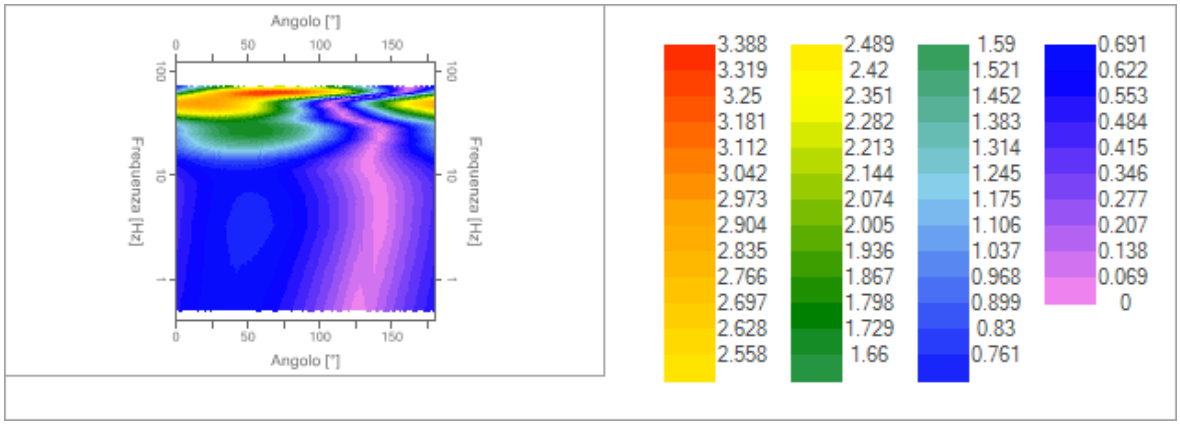


Fig. 23 – Mappa della direzionalità degli spettri

Rapporto spettrale H/V

Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	70,00 Hz
Frequenza minima:	0,50 Hz
Passo frequenze:	0,15 Hz
Tipo lisciamento:	Triangolare proporzionale
Percentuale di lisciamento:	15,00 %
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 60,35 Hz ± 0,11 Hz

Grafico rapporto spettrale H/V

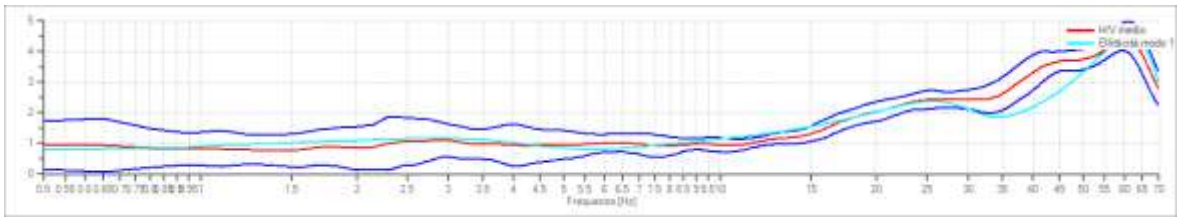


Fig. 24 – Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2 \quad per \quad 0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0 \quad se \quad f_0 > 0$ $\sigma_A(f) < 3 \quad per \quad 0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0 \quad se \quad f_0 < 0$	Ok
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Non superato
$A_0 > 2$	Ok
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

Modello stratigrafico

Dati riepilogativi:

Numero strati: 4

Frequenza del picco dell'ellitticità: 61,55 Hz

Valore di disadattamento: 0,17

Valore Vseq: 562,36 m/s

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m^3]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0,00	0,50	18	0,30	95
2	0,50	3,00	18	0,30	310
3	3,50	45,00	18	0,30	690
4	48,50	---	22	0,30	1200

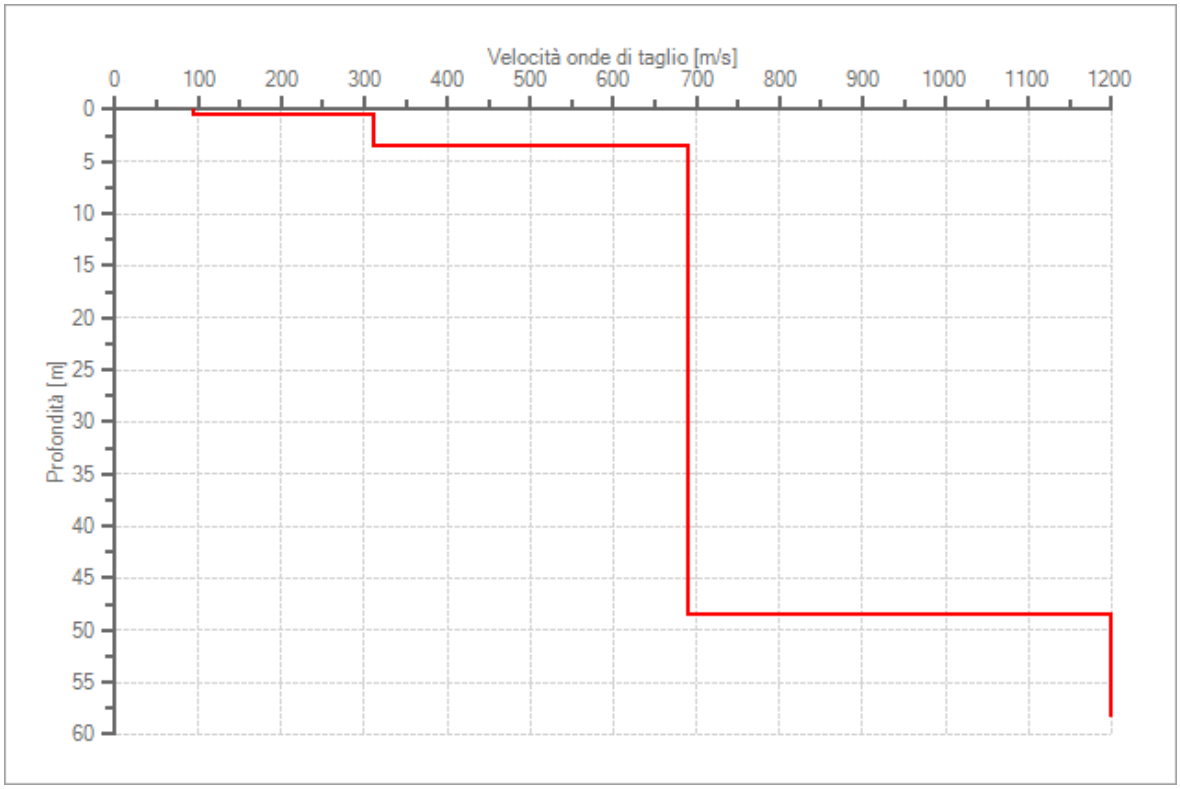


Fig. 25 – Profilo delle velocità delle onde di taglio

5.3. ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO

A seguire si riporta l'analisi sismica di 2° livello per il fabbricato in progetto posto in **zona sismica 3** con una **Ag_{max} pari a 0,124326 m/s²** secondo la nuova D.g.r. 11 luglio 2014 – n. X/2129 che prevede l'aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art.3, c. 108, lett. d).

Secondo lo studio geologico – idrogeologico e sismico del P.G.T. l'area in esame è inserita in **zona Z4a** della “Carta della pericolosità sismica locale” del P.G.T. del Comune di Livigno.

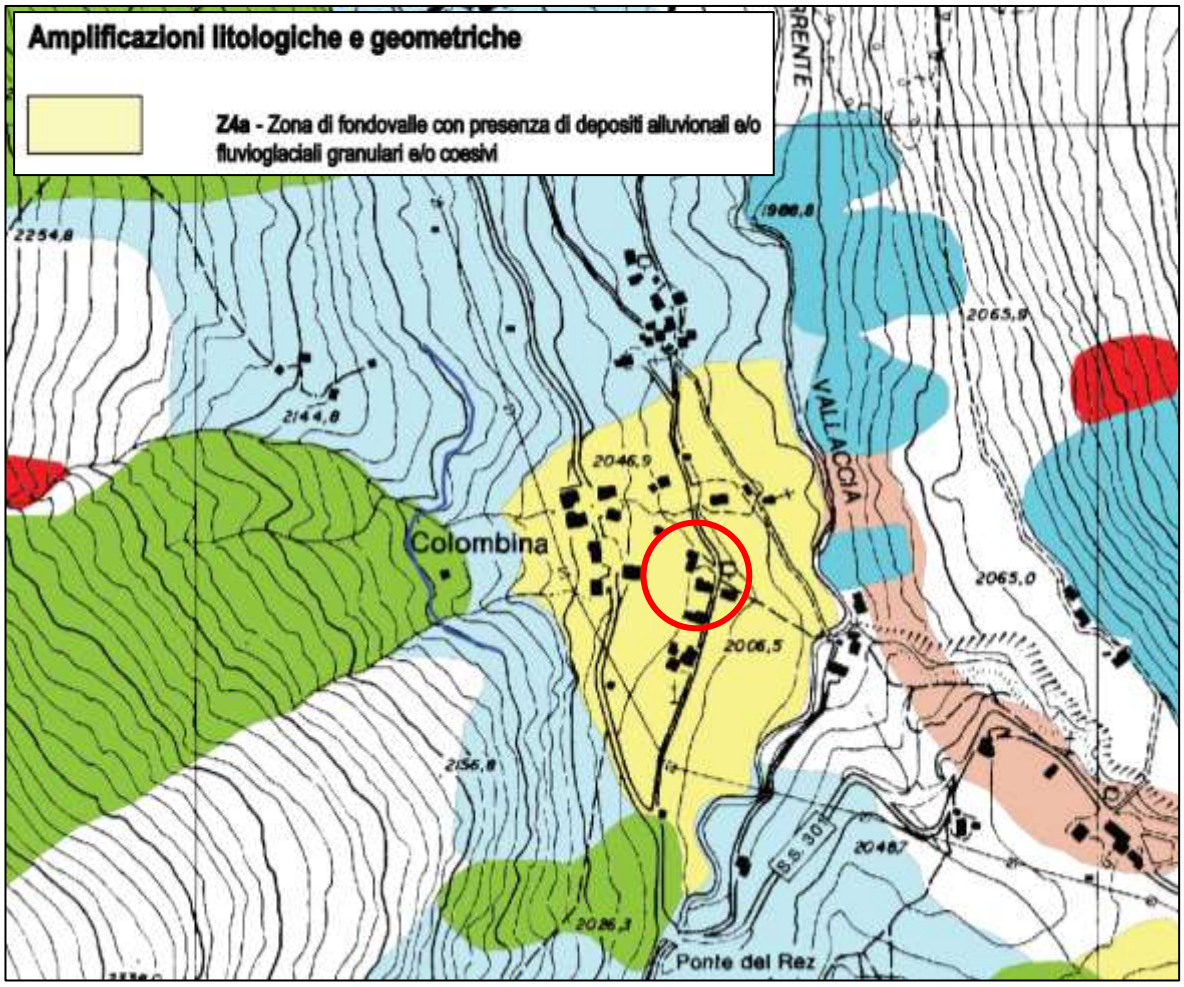


Fig. 26 - Stralcio “Carta della pericolosità sismica locale” del P.G.T. del Comune di Livigno e relativa legenda

L'approfondimento di 2° livello 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 di studio in funzione del valore di Fa.

Il Valore di Fa si riferisce agli intervalli di periodo tra 0,1 - 0,5 s e 0,5 - 1,5 s: i due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il valore di Fa sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio; in particolare l'intervallo tra 0,1-0,5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0,5 e 1,5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

La procedura di 2° livello fornisce, per gli effetti litologici, valori di Fa per entrambi gli intervalli di periodo considerati, mentre per gli effetti morfologici solo per l'intervallo 0,1 - 0,5 s: questa limitazione è causata dall'impiego, per la messa a punto della scheda di valutazione, di codici di calcolo di tipo bidimensionale ad elementi di contorno che sono risultati più sensibili all'influenza del moto di input nell'intervallo di periodo 0,5 – 1,5 s.

L'analisi sismica di 2° livello è stata condotta secondo i criteri proposti nella D.G.R. 30 novembre 2011 – n. IX / 2616. Nello specifico è stata condotta la verifica relativa agli effetti litologici di cui cap. 2.2.2 – Effetti litologici dell'Allegato 5. Nel caso in esame è stata valutata l'amplificazione litologica rientrando in area **Z4a** (Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi).

Effetti litologici: la procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- litologia prevalente dei terreni presenti in sito;
- stratigrafia del sito;
- andamento della Vs con la profondità fino a valori pari o superiori a 800 m/s;
- spessore velocità di ciascun strato;
- sezioni geologiche, conseguente modello geofisico- geotecnico.

Sulla base delle conoscenze bibliografiche dei terreni in oggetto si individuano le litologie prevalenti e per esse si scelgono le schede che più si avvicinano alla granulometria dei depositi in loco.

Attualmente la Regione fornisce sei schede:

- una scheda per le litologie prevalentemente ghiaiose;
- due schede per le litologie prevalentemente limoso-argillose (tipo 1 e tipo 2);
- due schede per le litologie prevalentemente limoso-sabbiose (tipo 1 e tipo 2);
- una scheda per litologie prevalentemente sabbiose **(scheda applicata nel caso in esame)**.

Una volta individuata la scheda di riferimento in base alla granulometria dei depositi in posto è necessario verificarne la validità in base all'andamento dei valori di Vs con la profondità; in particolare si dovrà verificare l'andamento delle Vs con la profondità partendo dalla scheda tipo 1, nel caso in cui non fosse verificata la validità per valori di Vs inferiori a 600 m/s si passerà all'utilizzo della scheda tipo 2.

In presenza di una litologia non contemplata dalle schede di valutazione si potrà utilizzare la scheda di valutazione che presenta l'andamento delle Vs con la profondità più simile a quella riscontrata nell'indagine.

Nel caso esista la scheda di valutazione per la litologia esaminata ma l'andamento delle Vs con la profondità non ricade nel campo di validità della scheda, potrà esser scelta un'altra scheda che presenti l'andamento della Vs con la profondità più simile a quella riscontrata nell'indagine.

Nel caso di presenza di alternanze litologiche, che non presentano inversioni di velocità con la profondità, si potranno utilizzare le schede a disposizione solo se l'andamento dei valori di Vs con la profondità, nel caso da esaminare, risulta compatibile con le schede proposte.

In presenza di alternanze litologiche con inversioni simili di velocità con la profondità si potrà utilizzare la scheda di valutazione che presenta l'andamento delle Vs con la profondità più simile a quella riscontrata nell'indagine e si accerteranno anche i casi in cui i valori di Vs escano dal campo di validità solo a causa dell'inversione.

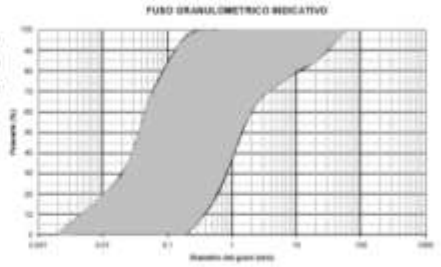
Si riporta la scheda litologica SABBIOSA - Estratto scheda litologica dell'Allegato 5 DGR n. IX/2616.

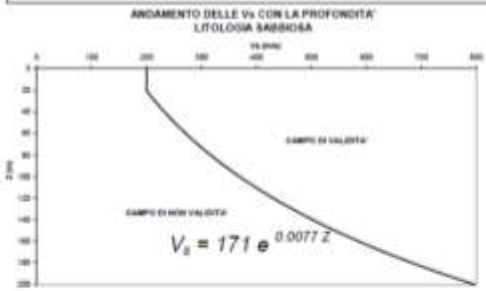
EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA SABBIOSA

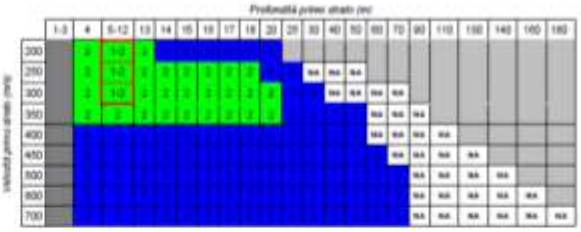
PARAMETRI INDICATIVI

GRANULOMETRIA:
Da sabbia con ghiaia e ciottoli a limo e sabbia passando per sabbie ghiaiose, sabbie limose, sabbie con limo e ghiaia, sabbie limose debolmente ghiaiose, sabbie ghiaiose debolmente limose e sabbie

NOTE:
Comportamento granulare
Struttura granulo-sostenuta
Clasti con D_{max} > 20 cm inferiori al 15%
Frazione ghiaiosa inferiore al 25%
Frazione limosa fino ad un massimo del 70%

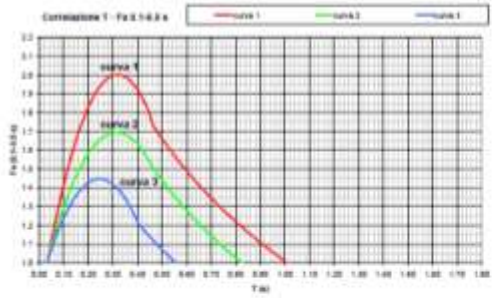


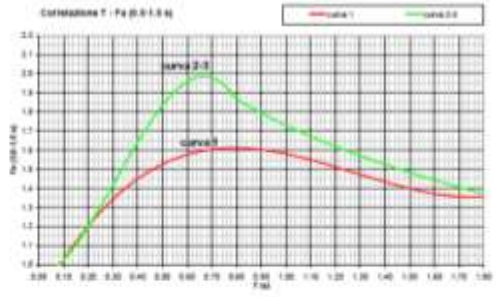




ove
la sigla NA indica *Fa* = 1

il riquadro rosso indica la condizione stratigrafica per cui è necessario utilizzare le curve 1
CONDIZIONE: strato con spessore compreso tra 5 e 12 m e velocità media Vs minore o uguale a 300 m/s poggiante su strato con velocità maggiore di 500 m/s





Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico	Tratto rettilineo
1	0.03 ≤ T ≤ 0.50	0.50 < T ≤ 1.00	T > 1.00
	$Fa_{0.1-0.5} = -12.21\ T^2 + 7.79\ T + 0.76$	$Fa_{0.5-1.0} = 1.01 + 0.94\ \ln T$	$Fa_{T>1.0} = 1.00$
2	0.03 ≤ T ≤ 0.45	0.45 < T ≤ 0.80	T > 0.80
	$Fa_{0.1-0.5} = -8.65\ T^2 + 5.44\ T + 0.84$	$Fa_{0.5-1.0} = 0.83 - 0.88\ \ln T$	$Fa_{T>1.0} = 1.00$
3	0.03 ≤ T ≤ 0.40	0.50 < T ≤ 0.55	T > 0.55
	$Fa_{0.1-0.5} = -8.68\ T^2 + 4.77\ T + 0.88$	$Fa_{0.5-1.0} = 0.82 - 0.85\ \ln T$	$Fa_{T>1.0} = 1.00$

Curva		
1	0.06 ≤ T ≤ 1.60	
	$Fa_{0.6-1.6} = 0.67\ T^2 - 2.19\ T^2 + 2.36\ T + 0.81$	
2	0.06 ≤ T < 0.60	0.60 ≤ T ≤ 1.60
	$Fa_{0.6-1.6} = -6.11\ T^2 + 5.79\ T^2 + 0.44\ T + 0.93$	$Fa_{0.6-1.6} = 1.73 - 0.61\ \ln T$

All'interno della scheda di valutazione si sceglie, in funzione della profondità e della Vs dello strato superficiale, utilizzando la matrice della scheda di valutazione, la curva più appropriata (indicata con il numero e il colore di riferimento).

Nel caso in esame, considerando che il piano di posa delle fondazioni in progetto sarà impostato ad una profondità di circa -3,50 m rispetto al punto di esecuzione del rilievo di sismica passiva HVSR con strumentazione ECHO TROMO HVSR 3, nell'analisi sismica non si è tenuto conto dello STRATO SISMICO 1 e dello STRATO SISMICO 2 per uno spessore complessivo di 3,50 m di terreno esaminato. L'unico sismostrato considerato è lo STRATO SISMICO 3 contraddistinto da uno spessore di 45,00 m e da una V_S pari a 690 m/s. Per la valutazione del Fa si dovrà utilizzare la curva 3 – blu.

Definita la curva da applicare, per la valutazione del valore di Fa nell'intervallo 0,1 - 0,5 s e nell'intervallo 0,5 - 1,5 s, si ricava il valore del periodo proprio del sito definito T.

Il periodo proprio del sito T necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione è calcolato considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della Vs è uguale o superiore a 800 m/s ed utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^{n} h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} Vs_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \right)}$$

ove hi e Vsi sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello.

T ottenuto è pari a **0,26**.

Il valore di Fa individuato dovrà essere approssimato alla prima cifra decimale e dovrà essere utilizzato per valutare il grado di protezione raggiunto dal sito dall'applicazione della normativa sismica vigente.

La valutazione è effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il Fa ottenuto dalle schede di valutazione con un parametro di analogo significato calcolato per ciascun comune e per le diverse categorie di suolo (NTC) soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D, E) e per i due intervalli 0,1 - 0,5 s e 0,5 - 1,5 s.

Il parametro calcolato per ciascun Comune e fornito dalla Regione Lombardia (consultabile in un database online), rappresenta il valore soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

La procedura prevede pertanto di valutare il valore di Fa con le schede di valutazione e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia, considerando una variabilità di +0,1 che tiene in conto la variabilità del fattore di Fa ottenuto.

Si possono quindi presentare due situazioni:
- il valore di Fa è inferiore al valore soglia corrispondente: la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto per normativa;
- il valore di Fa è superiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica e quindi è necessario, in fase di progettazione edilizia, o effettuare analisi più approfondite (3° livello) o utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore, con il seguente schema:

- anziché lo spettro della categoria di suolo B si utilizzerà quello della categoria di suolo C; nel caso in cui la soglia non fosse ancora sufficiente si utilizzerà lo spettro della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo C si utilizzerà quello della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo E si utilizzerà quello della categoria di suolo D.

Vista la struttura dell'opera in progetto, si ritiene a ragione che il Fattore di amplificazione che meglio approssima le condizioni di rischio sismico locali sia quello calcolato per un breve periodo **(valore di Fa 0,1 – 0,5 s) pari a 1,44**.

Tale valore risulta inferiore ai valori soglia forniti da Regione Lombardia (1,50 per la categoria di sottosuolo B) pertanto la **normativa** è da considerarsi **SUFFICIENTE** anche per eventuali fenomeni di amplificazione litologica; si conferma quindi la

Categoria di sottosuolo B.

6. ANALISI DELLE PUBBLICAZIONI, VERIFICA P.A.I. E P.G.T.

Le pubblicazioni consultate hanno fornito le seguenti classificazioni / indicazioni:

- Inventario delle frane e dei dissesti idrogeologici della Regione Lombardia – Territorio e Rischi Idrogeologici Regione Lombardia (l'area oggetto di studio ricade all'interno delle perimetrazioni "Frane poligonali – Conoidi detritico-alluvionali");

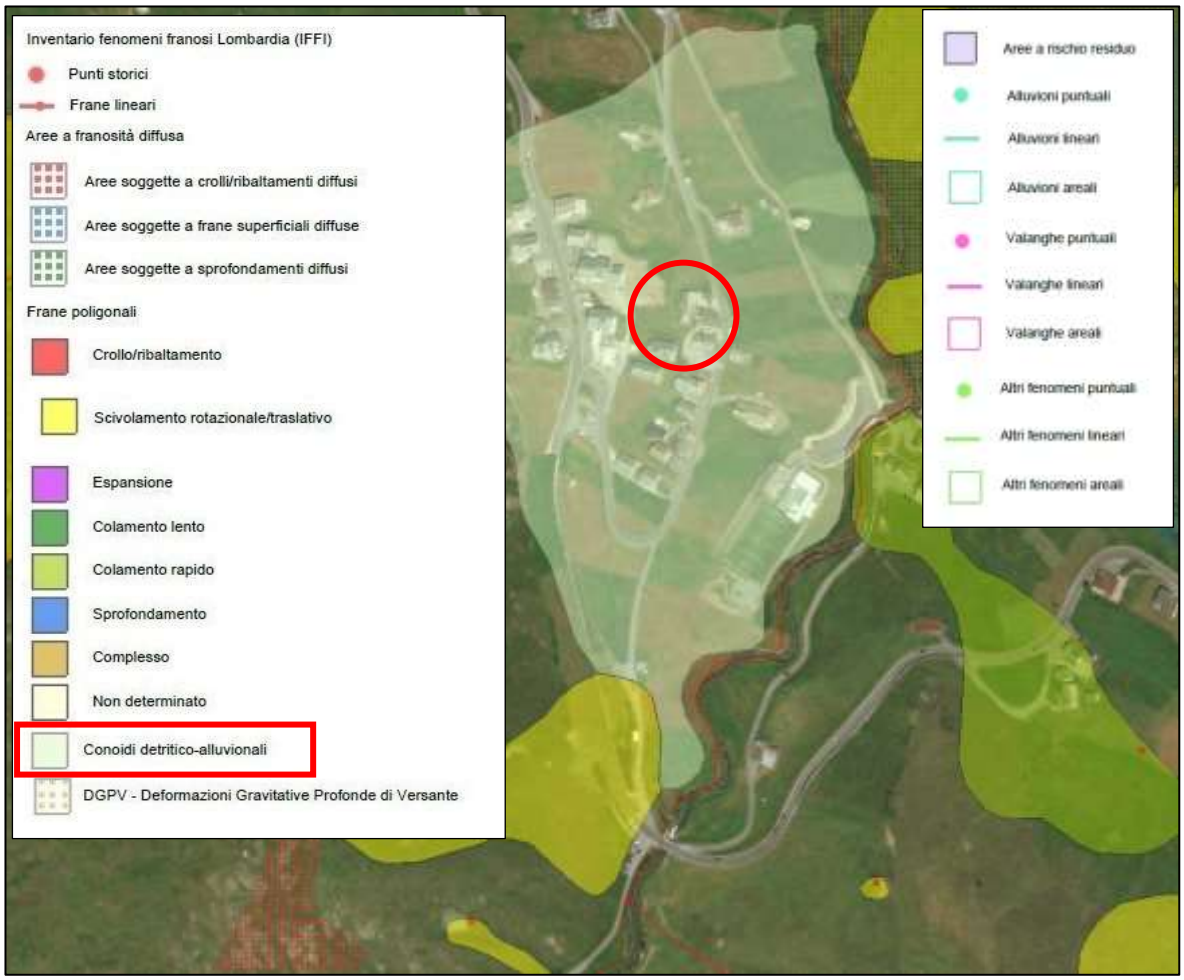


Fig. 27 – Stralcio Carta Inventario Frane e Dissesti Regione Lombardia (fonte S.I.T. Regione Lombardia)

- Atlante dei rischi idraulici e idrogeologici del Piano per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) (l'area in esame ricade all'interno della perimetrazione "Dissesti poligonali – CONOIDI: Area di conoide attivo parzialmente protetta (Cp)");

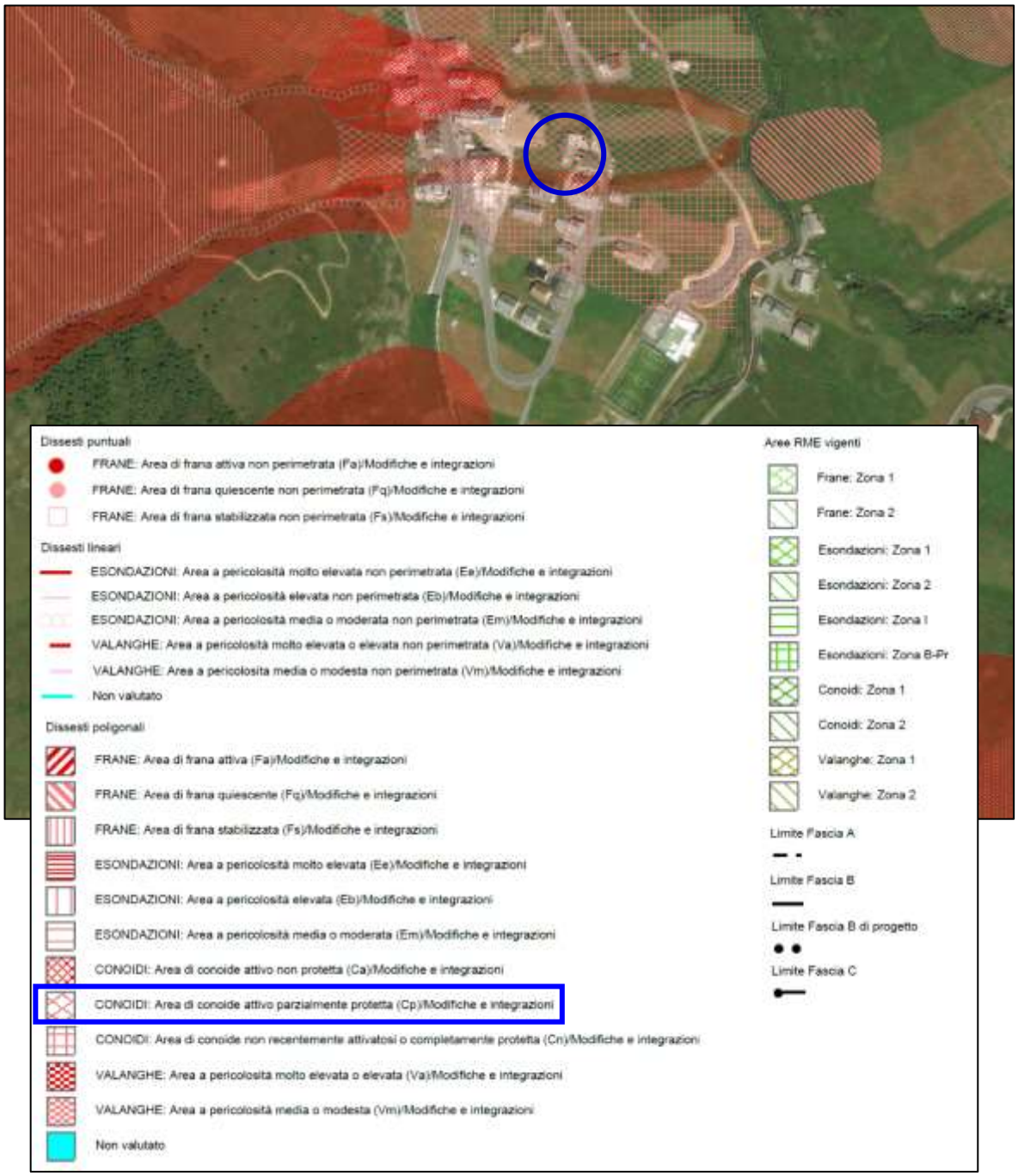


Fig. 28 – Stralcio carta "PAI vigente" e relativa legenda (fonte S.I.T. Regione Lombardia)

- Carta di localizzazione probabile valanghe della Regione Lombardia (S.I.R.VAL.) - Territorio e Rischi Idrogeologici Regione Lombardia (nessuna segnalazione);

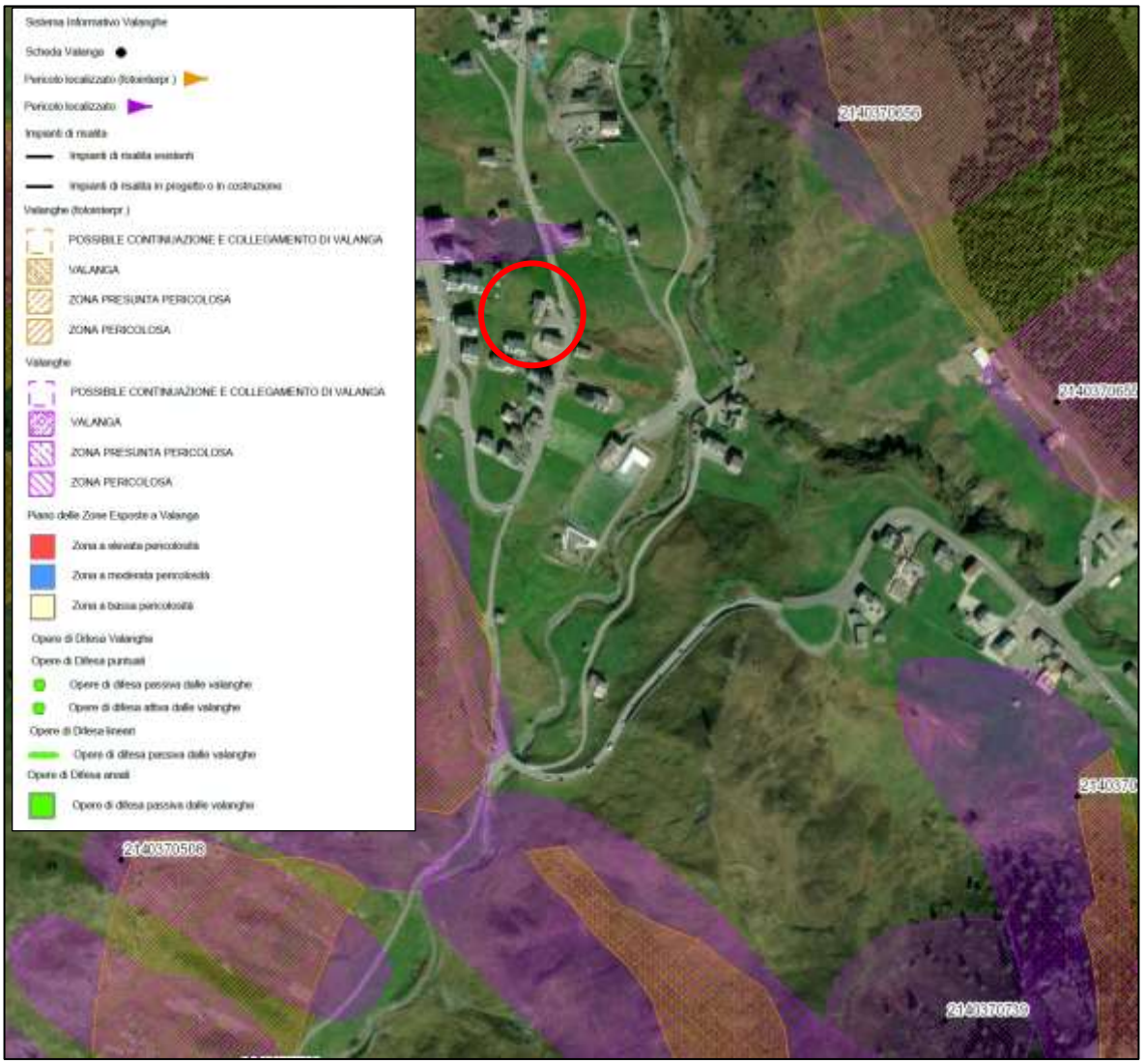


Fig. 29 – Stralcio Carta di Localizzazione Probabile delle Valanghe (fonte S.I.T. Regione Lombardia)

- Centri Instabili della Provincia di Sondrio – CNR / Regione Lombardia (nessuna segnalazione);

- Direttiva Alluvioni 2007/60/CE – PGRA Vigente 02/10/2025 - Pericolosità (l'area in esame ricade all'interno dello "Scenario poco frequente M – Pericolosità RSCM Reticolo Secondario Collinare e Montano").

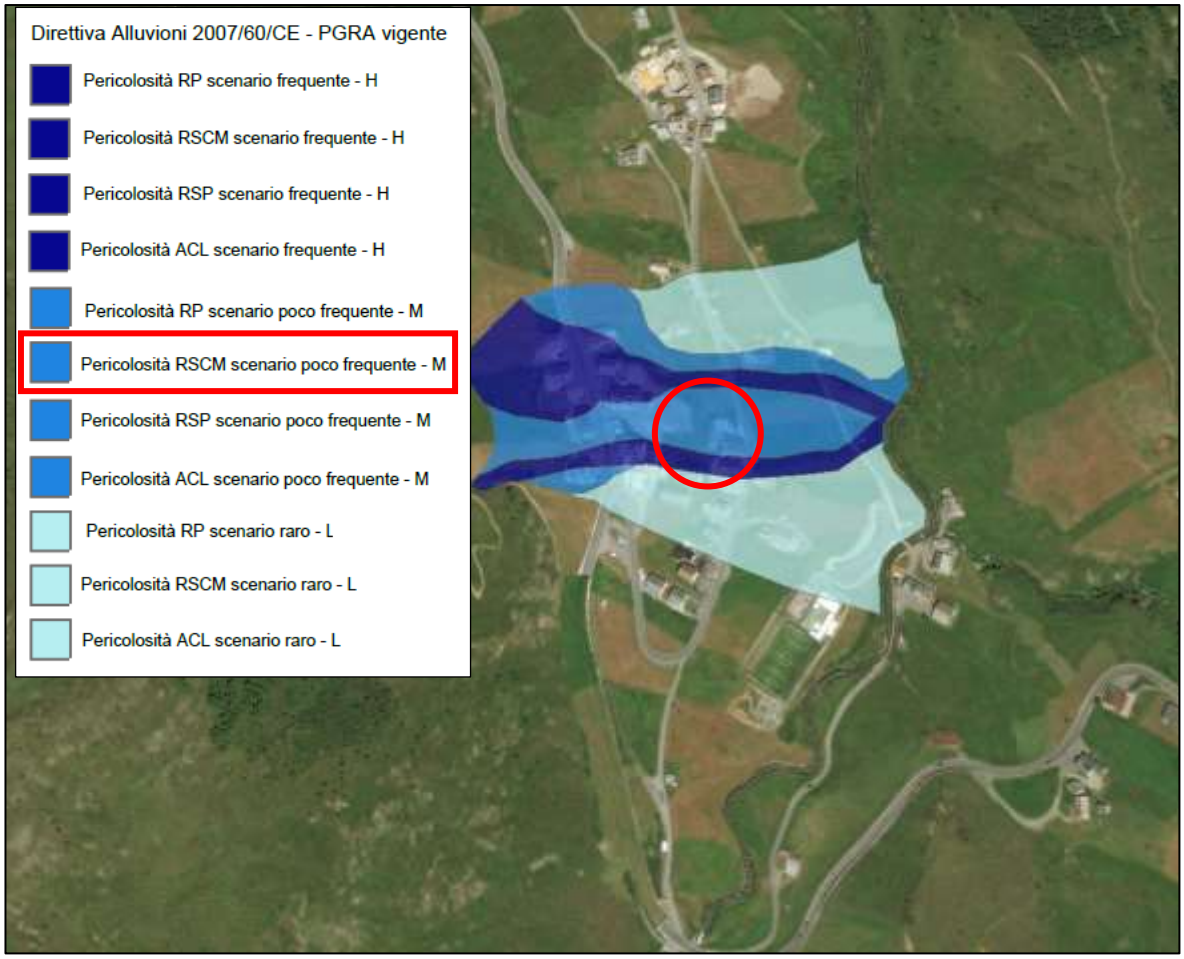


Fig. 30 – Stralcio carta "Direttiva Alluvioni 2007/60/CE – PGRA Vigente – Pericolosità" (fonte S.I.T. Regione Lombardia)

L'area oggetto di studio risulta inserita in **Classe di fattibilità 3 (fattibilità con consistenti limitazioni: aree di conoide Cp normate dall'art. 9 comma 8 della N.d.A del PAI)**, secondo lo studio geologico di fattibilità a supporto del vigente P.G.T.; scopo del presente studio anche la verifica delle prescrizioni / indicazioni contenute nelle N.T.A. di quanto sopra (classificazione e classe di fattibilità).

In fase di sopralluogo non sono state individuate situazioni di dissesto potenziali o in atto.

7. INDAGINI GEOGNOSTICHE

In considerazione del contesto geologico - geomorfologico locale, delle evidenze di superficie relative alla natura dei terreni / roccia (depositi alluvionali di conoide) noti allo scrivente e dell'assenza negli edifici circostanti di segni di lesionamento e di cedimento da imputare a scarse caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, allo stato attuale non sono state svolte indagini geognostiche dirette.

Si raccomanda in fase esecutiva di verificare (anche mediante visione diretta dei fronti e del fondo di scavo) e di confermare le caratteristiche litologiche e geotecniche dei terreni in corrispondenza del nuovo piano di fondazione e l'eventuale presenza di materiali naturali o riporti con scadenti caratteristiche geotecniche.

8. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

8.1. STRATIGRAFIA IPOTIZZATA

La stratigrafia è stata dedotta dalle evidenze di superficie, dalle conoscenze dello scrivente, dai dati disponibili in bibliografia ed archivio e dall'indagine di sismica passiva HVSR con strumentazione ECHO TROMO HVSR 3.

Quest'ultima mette in mostra la presenza di un sismostrato superficiale con uno spessore di 0,50 m ed una V_S pari a 95 m/s (STRATO SISMICO 1), seguito da un secondo sismostrato con potenza di 3,00 m e V_S pari a 310 m/s (STRATO SISMICO 2) e da un terzo sismostrato con potenza di 45,00 m e V_S pari a 695 m/s (STRATO SISMICO 3). Oltre -48,50 m di profondità la prova ha identificato la presenza di un sismostrato con V_S pari a 1200 m/s che presumibilmente rappresenta il *bedrock* o depositi molto addensati (STRATO SISMICO 4).

Detto ciò, si prevede alla quota di imposta delle fondazioni in progetto la presenza di depositi alluvionali di conoide moderatamente addensati / addensati costituiti da terreni a grana media (sabbie e subordinatamente ghiaie).

8.2. PARAMETRI GEOTECNICI

Nel presente paragrafo si riportano i parametri geotecnici caratteristici riferiti ai terreni al piano di fondazione che da progetto sarà impostato ad una profondità media di circa -3,50 m rispetto al piano campagna attuale (condizione cautelativa, lato valle). Si sottolinea che l'area in esame è ben nota allo scrivente e che tali parametri sono stati ricavati da dati di archivio e/o bibliografici.

Depositi alluvionali di conoide moderatamente addensati / addensati :

- ✓ PESO NATURALE TERRENO (γ t) 1,80 – 1,90 *(t/m^3)* ;
- ✓ PESO NATURALE TERRENO IMMERSO (γ t) 0,90 – 1,00 *(t/m^3)* ;
- ✓ ANGOLO DI ATTRITO (φ) 33° ± 1 ;
- ✓ COESIONE 0,00 (*kg/cm^2*) ;
- ✓ MODULO ELASTICO (E) min. 130 (*kg/cm^2*) ;

- ✓ COSTANTE DI SOTTOFONDO (k) 10,00 – 25,00 (kg/cm^3)

9. CALCOLO DELLA CAPACITA` PORTANTE E DEI CEDIMENTI (NTC 2018)

Le opere in progetto si possono assimilare al tipo 2 con vita nominale Vn ≥ 50 anni (tabella 2.4.1 articolo 2.4 comma 2.4.1 del D.M. 17.01.2018) e in classe d'uso II (art 2.4 comma 2.4.2 del D.M. 17.01.2018).

Come definito nell'inquadramento sismico, si ipotizza che i terreni oggetto di studio appartengano alla categoria topografica T1 e alla categoria di sottosuolo B.

Nel calcolo della capacità portante e dei cedimenti si è fatto riferimento agli elaborati progettuali in possesso che prevedono il piano di posa delle fondazioni ad una profondità media di circa -3,50 m dal piano campagna attuale (condizione cautelativa, lato valle), impostato nei **depositi alluvionali di conoide moderatamente addensati / addensati**.

I parametri geotecnici considerati nel calcolo sono quelli riportati al paragrafo precedente.

Il calcolo è stato effettuato considerando **fondazioni dirette, tipo trave rovescia, con lunghezza di 10,00 m, larghezza B di 1,40 m, spessore 0,50 m e rinterro di 0,70 m**.

9.1. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU): CAPACITA` PORTANTE

Le verifiche seguenti vengono effettuate secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018, **con riferimento all'imposta delle fondazioni nei terreni naturali**, applicando il metodo agli stati limite ultimi mediante l'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali nel rispetto della condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove **Ed** è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni e **Rd** è il valore di progetto delle resistenze del sistema geotecnico.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Approccio 1

Combinazione 1 A1+M1+R1

Combinazione 2 A2+M2+R2

Approccio 2

A1+M1+R3

Con:

A gruppi coefficienti di sicurezza parziali per le azioni,

M gruppi coefficienti di sicurezza parziali per i parametri geotecnici del terreno,

R gruppi coefficienti di sicurezza parziali per le resistenze.

Nell'approccio progettuale 1, la prima combinazione di gruppi di coefficienti è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nell'approccio progettuale 2 è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

La verifica delle strutture è stata condotta secondo **l'approccio 2 (A1+M1+R3)**.

Coefficienti A

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Coefficienti M

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Coefficienti R

Tab. 6.4.I – *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali*

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

I valori delle resistenze sono stati valutati secondo le relazioni di Terzaghi, Meyerhof, Brinch & Hansen sulla base dei parametri geotecnici riportati precedentemente (in modo indicativo vista l'assenza di indagini dirette). Inoltre, le resistenze sono state valutate anche in condizioni di sismicità dalle quali si rileva una riduzione minima delle medesime.

Le verifiche sono state effettuate applicando nelle formule i parametri di resistenza ridotti mediante i coefficienti parziali M. Partendo dai valori medi (f_m) dei parametri si ricava il valore caratteristico (f_k) equivalente al quinto percentile, che rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove (assimilabile al valore minimo). Il valore di progetto (f_d) del parametro si ottiene riducendo il valore caratteristico mediante

il coefficiente M. I risultati sono stati ottenuti servendosi del *software* **LOAD CAP di GEOSTRU**, del quale lo studio scrivente è titolare di regolare licenza.

A seguire sono riportati i valori di resistenza ottenuti per le fondazioni tipo trave rovescia (B = 1,40 m) impostate a -3,50 m di profondità dal piano campagna attuale.

FONDAZIONI TIPO TRAVE IN TERRENI NATURALI

Metodologia	Qul		Rd	
	Kg/cmq	N/cmq	kg/cmq	N/cmq
Teoria di Terzaghi	9,26	90,81	4,02	39,42
Teoria di Meyerhof	9,09	89,14	3,95	38,74
Teoria di Brinch – Hansen	9,38	91,98	4,08	40,01

Metodologia (in condizioni di sismicità)	Qul		Rd	
	Kg/cmq	N/cmq	kg/cmq	N/cmq
Teoria di Terzaghi	8,52	83,55	3,70	36,28
Teoria di Meyerhof	8,36	81,98	**3,64**	**35,69**
Teoria di Brinch – Hansen	8,54	83,75	3,75	36,77

NOTA: in grassetto è indicato il valore di resistenza più cautelativo.

Le relazioni proposte dagli autori di cui sopra sono tutte composte da tre termini che rappresentano rispettivamente il contributo dovuto alla coesione, all'angolo di attrito interno e al sovraccarico dello strato di terreno sopra il piano fondale.

Terzaghi (1943). Individua tre zone a comportamento meccanico e reologico differente:
I) zona geometricamente assimilabile ad un cuneo, in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a φ secondo Terzaghi e uguale a 45°+ φ/2 secondo Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen (con φ = angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione);
II) zona di scorrimento radiale, rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per $\varphi > 0$ o di cerchio per $\varphi = 0$, dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona I alla zona III;
III) zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona I nel terreno; si assume teoricamente che prenda la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di 45°-φ/2; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona I supera la resistenza passiva della zona III. In questo caso la zona I penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:
a) rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima;
b) rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a significativi incrementi di deformazione; risulta difficile individuare in questo caso la resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;
c) rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

$$Qlim = c\ Nc\ sc + \gamma 1\ D\ Nq + 0{,}5\ \gamma 2\ B\ N\gamma\ s\gamma;$$

in cui:

Nc, Nq, Nγ = fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo di attrito interno;

c = coesione del terreno;

$\gamma 1$ =peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa;

$\gamma 2$ = peso di volume sotto il piano di posa;

B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto);

D = profondità di posa della fondazione;

sc, $s\gamma$ = fattori di forma.

La formula di Terzaghi fornisce generalmente valori di portanza sovrastimati tranne nel caso di terreni coesivi sovraconsolidati; deve essere utilizzata solo per fondazioni molto superficiali, dove cioè sia verificata la disuguaglianza: D < B.

Meyerhof (1951). Meyerhof modificò l'equazione di Terzaghi inserendo il fattore di forma sq legato al fattore di portanza Nq, tre fattori legati all'approfondimento del piano di posa della fondazione e tre fattori correttivi per carichi inclinati.

$$Qlim = c\ Nc\ sc\ dc + \gamma 1\ D\ Nq\ sq\ dq + 0{,}5\ \gamma 2\ B\ N\gamma\ s\gamma\ d\gamma$$

(fattore di moltiplicazione ic se carico inclinato);

in cui:

Nc, Nq, $N\gamma$ = fattori adimensionali di portanza;

sc, sq, $s\gamma$ = fattori di forma;

dc, dq, $d\gamma$ = fattori correttivi per l'approfondimento;

ic, iq, $i\gamma$ = fattori correttivi per l'inclinazione dei carichi.

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Meyerhof può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a D = 4 x B. Non può essere utilizzata per fondazioni su pendio o per fondazioni con base ruotata.

Brinch - Hansen (1970) e Vesic (1973). Hansen propose una formula di uso generale rappresentante un ulteriore sviluppo della relazione indicata da Meyerhof, introducendo un fattore correttivo che tenesse conto della possibile inclinazione del piano di posa sull'orizzontale (bi) ed un fattore correttivo che tenesse conto della possibile inclinazione del piano campagna (gi). La formula di Vesic poco si discosta da quella di Hansen, salvo per l'uso di fattori di capacità portante leggermente diversi (valore del coefficiente $N\gamma = 1{,}5\ (Nq + 1) \tan \varphi$).

$$Qlim = c\ Nc\ sc\ dc\ ic\ gc\ bc + \gamma 1\ D\ Nq\ dq\ sq\ iq\ gq\ bq + 0{,}5\ \gamma 2\ B\ N\gamma\ d\gamma\ s\gamma\ i\gamma\ g\gamma\ b\gamma$$

con:

Nc, Nq, $N\gamma$ = fattori di capacità portante (in funzione dell'angolo d'attrito del terreno);

Sc, s_γ; = coefficienti di forma;

D = profondità d'incastro fondazione;

B = larghezza fondazione;

c = coesione del terreno;

$\gamma 1$ = peso di volume terreno sopra il piano di posa;

$\gamma 2$ = peso di volume terreno sotto il piano di posa.

9.2. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE): CEDIMENTI E DISTORSIONI

Tali verifiche prevedono la valutazione dei valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura, nel rispetto della condizione:

$$\mathbf{Ed \leq Cd}$$

Dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo è stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici (f_k) e i coefficienti parziali sui parametri di resistenza R sono sempre unitari. I valori caratteristici da utilizzare per il calcolo delle distorsioni tengono conto della mediana dei valori, non del quinto percentile come nel caso delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).

I cedimenti sono stati determinati per **fondazione tipo trave rovescia con larghezza B pari a 1,40 m**, utilizzando i metodi dell'elasticità di Terzaghi Semplificato e di Burland & Burbidge ed applicando (in assenza dei dati specifici sull'AZIONI di PROGETTO fornite dallo strutturista) un

CARICO DI ESERCIZIO agli SLE pari a 1,50 kg/cmq (14,71 N/cmq).

FONDAZIONI TIPO TRAVE IN TERRENI NATURALI A -3,50 m DA P.C. ATTUALE

Metodologia	Cedimento totale (mm)
Teoria di Terzaghi	8

Teoria di Burland & Burbidge	11

Occorre precisare che la stima dei cedimenti è da ritenersi indicativa, data l'approssimazione del calcolo delle tensioni in un mezzo eterogeneo ed anisotropo (delle variabili legate alla storia tensionale del terreno e della tipologia delle strutture in progetto). In pratica, si applicano modelli semplificati o empirici finalizzati alla stima dei cedimenti stessi, i quali sono soggetti ad un certo margine d'errore (comunque inferiore ad 1 cm). Risultati differenti (ma minimi) sono da attribuirsi al diverso approccio teorico delle varie relazioni.

10. VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

In riferimento alla componente orizzontale dei carichi agenti (contributo non rilevante), alla geometria delle fondazioni ed all'ubicazione del piano di posa delle fondazioni incassato, si è ritenuto dispensabile lo svolgimento di tale verifica.

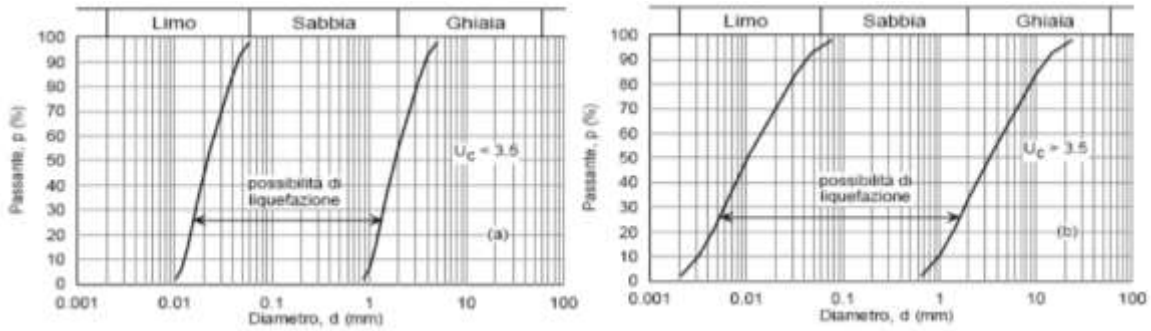
11. VERIFICA DELLA STABILITA` GLOBALE

Rimandando alle considerazioni riportate nei capitoli specifici (caratteri geologici e geomorfologici), si ribadisce che in considerazione delle caratteristiche del contesto locale e delle opere proposte non si prevedono incrementi di carico che possano determinare variazioni delle condizioni attuali. In fase esecutiva sarà possibile rilevare e confermare la presenza delle condizioni di cui nel presente documento o in alternativa rilevare la presenza di condizioni differenti e conseguentemente effettuare le verifiche di stabilità tarate sul nuovo modello geologico.

12. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La verifica alla liquefazione può essere omessa in conseguenza della soddisfazione di almeno una delle condizioni di cui a seguire:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 *g*;
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 $(N_1)_{60}$ > 30 oppure q_{c1N} >180 dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (*Standard Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinato in prove penetrometriche statiche (*Cone Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura sottostante nel caso di terreni con coefficiente di uniformità U_c < 3,5 (grafico a sinistra) e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità U_c > 3,5 (grafico a destra).



Per quello che riguarda la condizione 1, tendendo conto dei parametri e dei coefficienti sismici ricavati per il sito in esame (riferimento *Cap. 5.1. Inquadramento sismico generale*) risulta che per lo stato limite SLV e SLC si ha un valore di ag_{max} (accelerazione orizzontale massima attesa al sito) superiore a 0,1 g. Pertanto, la condizione 1 NON è soddisfatta.

Per quello che concerne la condizione 2 non si hanno dati relativi alla profondità della falda in corrispondenza dell'area in esame e nel suo immediato intorno. Pertanto, la condizione NON è soddisfatta.

Detto ciò, tendendo conto delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni oggetto di studio, si può presumere che i terreni oggetto di studio soddisfino la condizione n°4. Pertanto, si può omettere la verifica alla stabilità nei confronti della liquefazione per i terreni di sedime.

13. APERTURA, SOSTEGNO E PROBLEMATICHE RELATIVE AI FRONTI DI SCAVO

Come si evince dagli elaborati di progetto è prevista l'esecuzione di sbancamenti con altezze massima nell'ordine di 5,00 / 5,50 m (lato di monte).
In considerazione della natura e dei parametri geotecnici dei terreni oggetto di scavo, per fronti dove sarà possibile arretrare con il ciglio di scavo senza interferire con proprietà di terzi si potranno adottare inclinazioni massime pari a 50° - 60°, mentre qualora non sia possibile arretrare con i cigli di scavo si dovranno adottare sistemi di sostegno anche provvisionali quali berlinese discontinua di micropali oppure avanzamento per lotti ristretti ed alternati.

Si rammenta che gli scavi in terreno naturale andranno mantenuti aperti per il minor tempo possibile e il bordo coperto mediante teli impermeabili, nel caso di abbondanti piogge (per evitare erosioni dovute agli agenti atmosferici e alle acque selvagge), evitando sovraccarichi in prossimità dei cigli superiori di scavo (passaggio automezzi, depositi provvisori di materiali ed attrezzatura, installazione di gru e macchine pesanti, ecc.), nonché evitando il passaggio delle maestranze a tergo delle opere di sostegno in presenza di scavi aperti e non protetti. Qualora si dovessero manifestare indizi o segnali di instabilità, i lavori andranno sospesi e andrà verificato il sussistere delle condizioni di sicurezza.

14. STABILITA` GLOBALE POST OPERAM

In considerazione:

- del contesto geologico – geomorfologico – idrogeologico locale (area stabile ed assenza di dissesto);
- della natura e dei parametri geotecnici dei terreni oggetto di studio (depositi alluvionali di conoide);
- della tipologia di intervento edilizio (ristrutturazione edificio esistente);

si è ritenuto dispensabile lo svolgimento di analisi di stabilità globale dell'area post-opera.

Non sono previsti incrementi di carico che possano determinare situazioni critiche per la stabilità.

15. ANNOTAZIONI CONCLUSIVE

È stata redatta la presente relazione geologica e geotecnica ai sensi del D.M. 11.03.88, del D.M. 159 del 14.09.2005 e del D.M. 17.01.2018 (*Aggiornamento NTC 2018* entrato in vigore il 22.03.2018) allo scopo di evidenziare eventuali problematiche di carattere geologico, idrogeologico e geotecnico alla fattibilità di quanto in progetto (**RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO ESISTENTE IN VIA PRESOT**).

L'indagine condotta ha verificato la COMPATIBILITÀ delle opere in progetto con l'assetto geologico, idrogeologico e sismico locale.

Dall'analisi degli elaborati del Reticolo Idrico Minore e dai rilievi effettuati dal progettista il fabbricato oggetto d'intervento e le opere in progetto non interferiscono con la fascia di rispetto idraulico del corso d'acqua del RIM che scorre a Sud rispetto al fabbricato stesso; **le opere in progetto (ristrutturazione) sono compatibili con la perimetrazione del PAI in area conoide CP.**

Tale perimetrazione (PAI in area di conoide CP) ha condotto alla scelta progettuale di realizzare un piano interrato (ad uso comunque non abitativo), al fine di avere una profondità minima delle fondazioni pari a circa -3,50 m dal piano campagna attuale; le fondazioni cosi "incassate" garantiranno una maggiore stabilità all'intero fabbricato anche in concomitanza con potenziali eventi idrogeologici riconducibili alla presenza della conoide di deiezione.

La scelta è supportata inoltre dalle risultanze dall'analisi sismica di 2° livello, riportata nel capitolo "*5.3 Analisi sismica di 2° livello"*, dalla quale si evince la presenza di deposti con caratteristiche geotecniche migliori dalla quota di -3,50 m da p.c. .

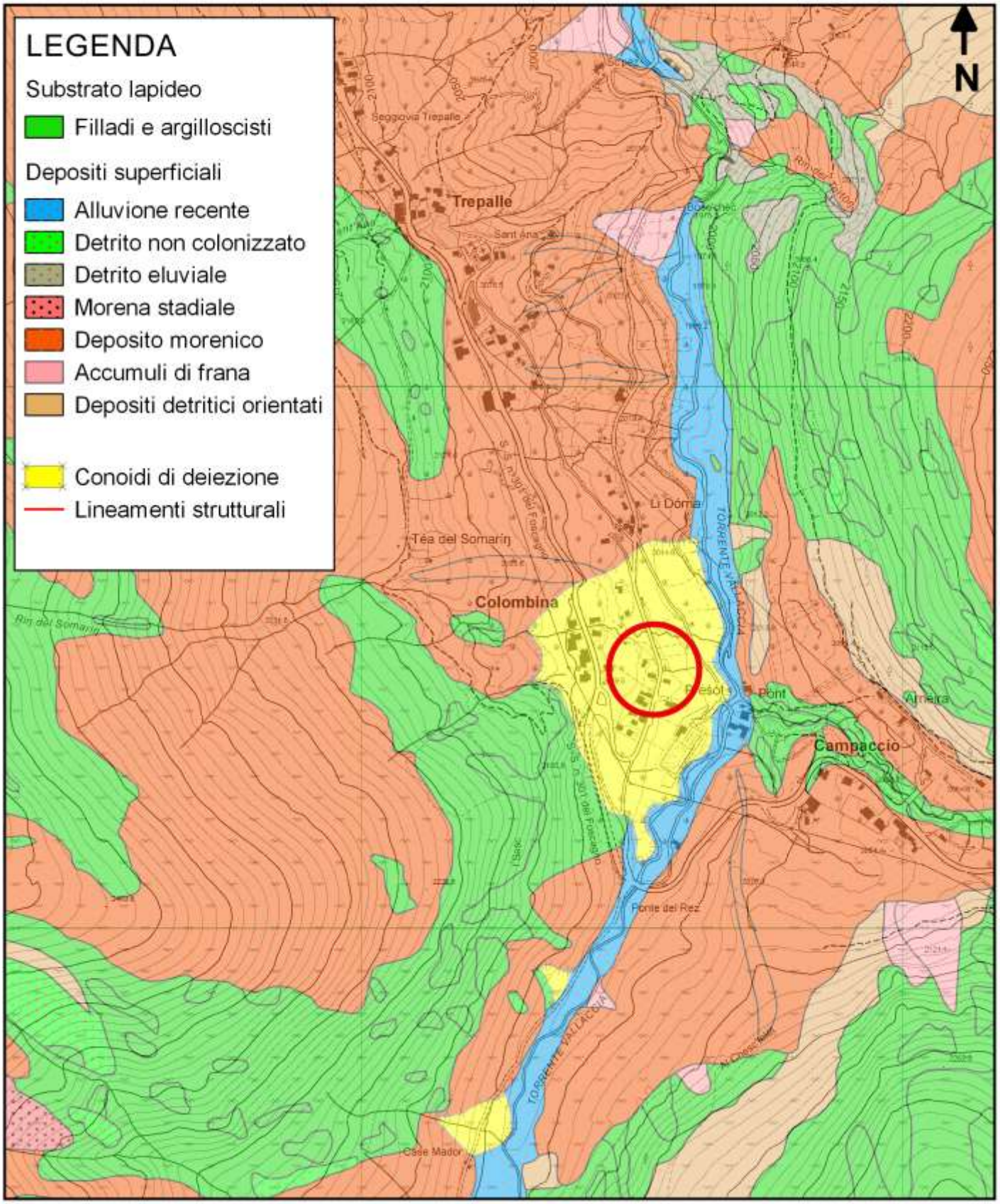
In riferimento a quanto sopra e premesso che nel tratto in esame il corso d'acqua del reticolo idrico minore risulta intubato, si prescrive di verificare in fase esecutiva la sezione di deflusso esistente nonché di verificare, anche mediante visione diretta, l'integrità della tubazione e l'assenza di segni di lesionamento che potrebbero generare fenomeni di dispersione e di infiltrazione delle acque.

Durante le operazioni di scavo delle fondazioni si dovrà riservare attenzione alla natura dei depositi e dovranno essere segnalate eventuali difformità o repentine variazioni litologiche non rilevabili dalle indagini svolte nel presente documento.

Si rinnova in ogni caso la disponibilità dello scrivente ad effettuare ulteriori sopralluoghi in corso d'opera qualora emergessero situazioni geologiche non previste nel presente studio.

Cercino, lì febbraio 2026 Dr. Fabrizio Bigiolli Geologo

(documento firmato digitalmente ai sensi del D.Lgs. 82/2005)



CARTA GEO LITOLOGICA

scala 1:10.000

Estratto cartografico geoambientale Regione Lombardia

area di studio