

dott. geol. Piergiorgio Pizzedaz
GIÀ ASSISTENTE ISTITUTO GEOLOGIA UNIVERSITÀ FERRARA

Comune di Molveno

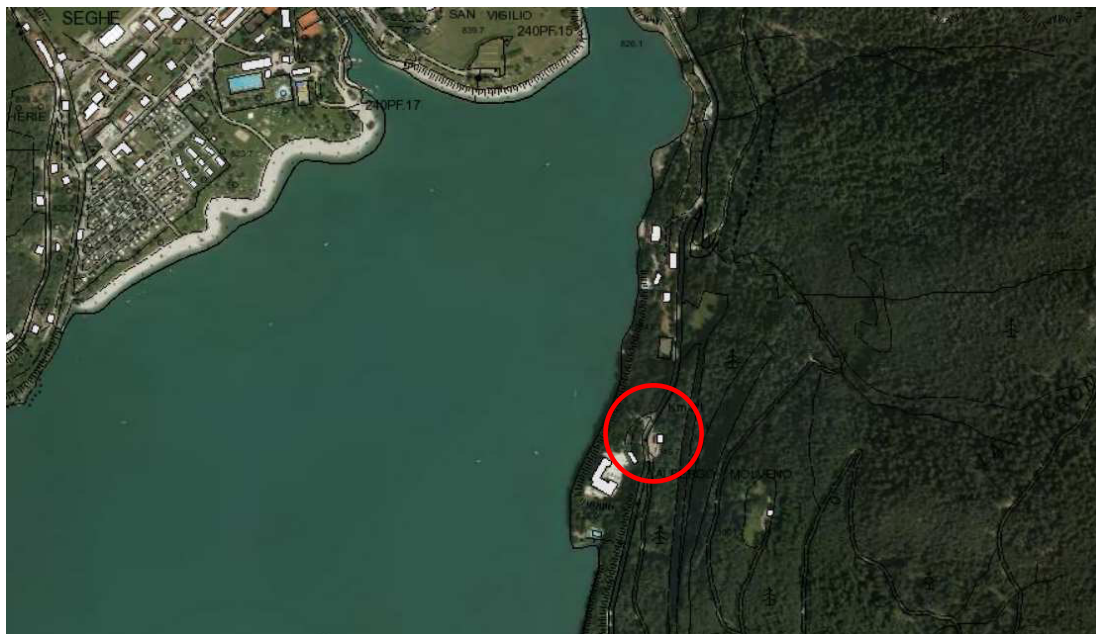


Provincia di Trento

**PROGETTO PRELIMINARE PER
REALIZZAZIONE DI UN BYPASS PEDONALE
S.S. 421 - KM 21,150 – A MOLVENO**

Committente : Comune di Molveno.

Relazione geologica e relazione geotecnica



Documento informatico firmato digitalmente ai sensi degli
artt. 20 e 21 del D. Lgs. 7 marzo 2005, n. 82 e ss. mm.

Trento, ottobre 2022

UFFICIO : Via Monte Corno, 3 - 38122 TRENTO -

☎/📠: 0461 912002 - 📠 339 2286636

e-mail: pizzedaz@gmail.com

piergiorgio.pizzedaz@fastwebnet.it

p.pizzedaz@geotaspec.it (posta certif.)

INDICE

<u>PREMESSA</u>	pag. 1
<i>Documentazione fotografica</i>	pag. 2

RELAZIONE GEOLOGICA

Geomorfologia, litologia ed idrogeologia	pag. 3
Acque superficiali e sotterranee	pag. 5
Acque nere e pluviali	pag. 5
ZONIZZAZIONE SISMICA	pag. 5

RELAZIONE GEOTECNICA

Caratteristiche geotecniche dei terreni e delle rocce	pag. 6
Stabilità generale	pag. 7
Scavi - Riporti	pag. 8
<i>Scogliera</i>	pag. 8
<i>Caratterizzazione delle terre e rocce da scavo</i>	pag. 9
Spinte contro i muri	pag. 10
Carichi limite del complesso fondazioni-terreno	pag. 11

<u>RIEPILOGO E CONCLUSIONI</u>	pag. 11
---------------------------------------	---------

ALLEGATI
n°3 : Parametri sismici

PREMESSA

Il Comune di Molveno ha ravvisato la necessità di realizzare un bypass pedonale in corrispondenza ad un tratto in curva della S.S. 421 (km 21,150) per scongiurare il pericolo per le persone che percorrono la sede stradale, stante la ristrettezza e la scarsa visibilità della stessa, priva peraltro di una seppur minima banchina su entrambi i lati.

Il progetto preliminare, redatto dal dott. ing. Andrea Peschiuta, del Consorzio Lavoro Ambiente di TN, prevede sostanzialmente di:

- realizzare un percorso pedonale lungo circa 50 m e largo da 1,20 a 2,00 m circa alla sommità del muro di controriva, che è alto da 2,20 a 2,50 m;
- consolidare il ciglio a monte dell'estremo Sud del percorso pedonale prolungando di circa 5 m la scogliera esistente più a Sud; essa avrà l'altezza massima di circa 1,30 m;
- condizionare il percorso pedonale con una staccionata di legno lungo il ciglio a valle.

Per i particolari si rinvia agli elaborati di progetto ed alla documentazione fotografica della pagina successiva.

La realizzazione del progetto richiederà scavi che si inoltreranno nel sottosuolo per massimi di circa 90 cm e riporti dello spessore massimo di circa 30 cm, a paleggio.

In considerazione della modestissima entità dei lavori, il Comune di Molveno si è rivolto al sottoscritto incaricandolo di svolgere uno studio geognostico atto ad identificare le caratteristiche geologiche dell'area e geotecniche dei terreni del sottosuolo.

Il presente elaborato si basa sulla letteratura geologica e su oggettivi rilevamenti di superficie. Quanto così acquisito si è dimostrato sufficiente per le valutazioni del caso.



Stralcio della Carta tecnica PAT *MOLVENO* - Scala 1:10.000

- Area in esame
 Traccia del profilo geologico di pagina 3

Documentazione fotografica

Il tratto di S.S. visto da Nord



Lo stesso visto da Sud



La scogliera esistente subito a Sud



Il materiale detritico locale



Affioramenti di calcari marnosi. Si notano le numerose soluzioni di continuità.
Circa 100 m a Nord, lungo la S.P. Circa 25 m a valle



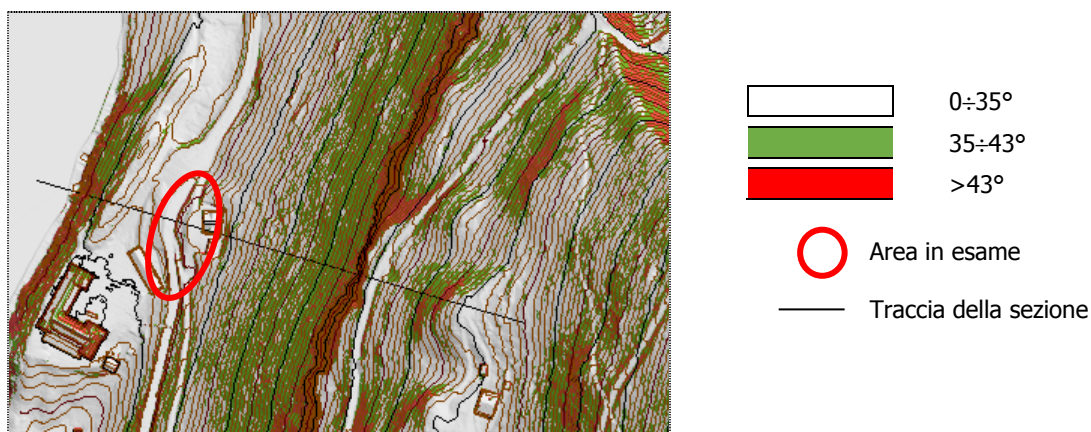
RELAZIONE GEOLOGICA
sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito
 (Contiene la relazione sulla modellazione sismica)

Geomorfologia, litologia ed idrogeologia

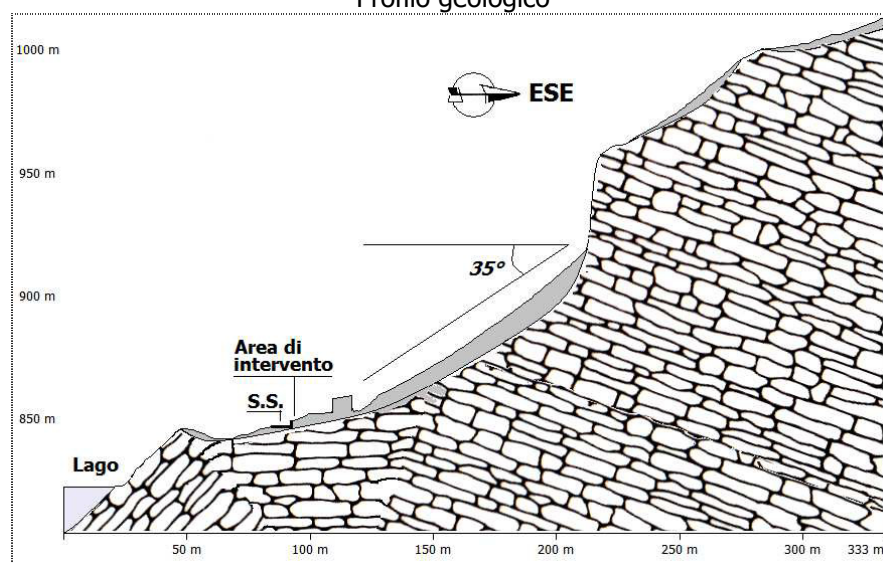
L'area in esame è a circa 75 m a monte della sponda orientale del Lago di Molveno, fra le quote 846 ed 850 m s.m., a cavallo del muro di controriva della S.S. 421, presso il km 21,150, al piede di un versante boscato, circa 15 m a valle di un edificio in fase di ultimazione.

Come illustrano la cartografia ed il profilo geologico semplificati riportati di seguito, le pendenze del versante subito a monte e subito a valle del muro sono irregolari, mentre quelle più a monte si stabilizzano sui 35° fino ad una parete rocciosa alta circa 25 m.

In merito si precisa che la pendenza di 35° è in genere quella raggiunta dai materiali detritici che si sono accumulati ai piedi di pareti rocciose, mentre quella superiore a 43° coincide, in pratica, con affioramenti rocciosi.

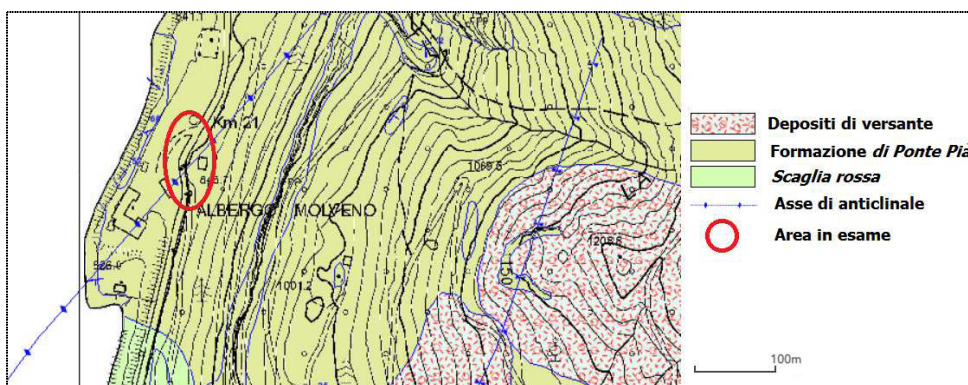


Profilo geologico



Dalla seguente carta geologica si ricava che il substrato roccioso è costituito da calcari lastriformi, selciferi, grigi, con intercalazioni di marne azzurrognole e prevalenti marne nella parte superiore (*Formazione di Ponte Pià - Eocene*). Questa formazione rocciosa ha giaciture generali a reggipoggio verso monte ed a franapoggio verso valle, con inclinazioni che possono variare dai 10 ai 60°; ciò a causa di una piega anticlinale che passa con direzione NE-SO a cavallo dell'area di intervento. Questa struttura è illustrata nel profilo geologico di pag. 3. Più Sud affiorano invece calcari marnosi rossastri. Le precise inclinazioni degli strati e la presenza del calcari rossastri è di scarso rilievo per la presente indagine.

Stralcio della Carta geologica PAT (*Scala originaria 1:10.000*)



Il substrato roccioso del versante a monte è rivestito da una coltre di *depositi di versante* formatisi dopo l'ultimo ritiro dei ghiacci. La viva roccia delle pareti rocciose è stata sollecitata dalla gravità, dal gelo e disgelo, dalle acque ed altro e si è disgregata in elementi delle più varie dimensioni, i quali sono traslati verso valle per accumularsi sotto forma di falda detritica. Questi materiali sono costituiti da una miscela caotica di massi, ciottoli, ghiaie e sabbie; gli elementi clastici sono calcarei e spigolosi.

Non esistono dati certi sullo spessore della coltre detritica, che è comunque molto modesta, come dimostra il fatto che gli scavi per l'edificio subito a monte hanno intercettato la roccia. In ogni caso, gli affioramenti rilevabili in superficie e correlazioni fra gli stessi fanno ragionevolmente desumere che il muro di controriva della S.S. gravi su roccia calcarea e che per i rinterri a tergo si sia fatto ricorso ai materiali detritici locali.

Dal punto di vista idrogeologico si osserva che la circolazione idrica superficiale e sotterranea è strettamente condizionata dalla permeabilità medio-alta della coltre detritica e dalla permeabilità scarsa o nulla del substrato calcareo marnoso. La situazione è quindi tale da ammettere che le acque meteoriche percolino agevolmente nel sottosuolo lungo traiettorie subverticali fino al substrato roccioso. Poiché la sua superficie è inclinata verso valle subparallelamente alla superficie topografica, le traiettorie dell'acqua vengono bruscamente deviate verso valle formando una *lama* d'acqua che, per motivi sia stratigrafici che tettonici, non riesce a dar luogo ad emergenze a carattere permanente per un vasto raggio nel circondario e si immette diffusamente nel lago.

Si precisa che alla base del tratto di muro in esame non si rilevano tracce di emergenze d'acqua ancorché occasionali e ciò è presumibilmente dovuto all'intensa

fratturazione dell'ammasso roccioso, la quale drena le acque e le trasferisce per qualche metro in profondità, sottopassando la fondazione del muro.

Si tratta in ogni caso di una situazione alla quale va associata più che altro una generale e rapida diffusione delle acque in profondità e non si riconosce comunque una falda freatica che sia in grado di risalire fino ad interessare la parte di sottosuolo influenzata, direttamente od indirettamente, dalle opere in progetto.

Acque superficiali e sotterranee

La situazione idrogeologica favorevole alla percolazione delle acque nel sottosuolo e la morfologia delle superfici a monte escludono la necessità di opere particolari per l'intercettazione e l'allontanamento di acque superficiali.

Visto poi che l'unica opera contro terra sarà costituita da una scogliera di massi alta 1,30 m, non si ravvisa la necessità di opere di drenaggio di acque sotterranee.

Acque nere e pluviali

Il progetto non prevede la realizzazione di servizi igienici né l'esercizio di attività che comportino lo smaltimento di sostanze pericolose. Non sono pertanto necessarie prescrizioni in tal senso.

Non sono altresì previste coperture e/o altro che richiedano lo smaltimento di acque pluviali.

ZONIZZAZIONE SISMICA

La località rientra in zona sismica 4 (*a sismicità trascurabile*)¹. Le nuove *Norme tecniche per le costruzioni* ²prevedono che l'azione sismica sulle costruzioni sia determinata a partire da una pericolosità sismica di base.

Per la definizione delle azioni sismiche di progetto assume significato il valore V_{s30} , e cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità, con riferimento al piano di posa delle fondazioni. In merito le Norme tecniche raccomandano la misura diretta della risposta sismica locale ricorrendo alla tecnica dei microtremori. In assenza di tali analisi è ammesso fare riferimento, in prima approssimazione, alle categorie di sottosuolo di cui allo stesso D.M. (§ 3. 2. 2.).

Visto che la stratigrafia locale fa ammettere che il substrato roccioso sia a debole profondità (2÷3 m) sarà prudentiale far rientrare il profilo stratigrafico locale nella categoria **A** di cui alle norme tecniche: ***Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori ad 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.***

Le verifiche devono essere eseguite agli stati limite basandosi sui parametri che definiscono l'azione sismica fissati dal D.M. 17/01/18. Essi (da sito Geostru) sono riportati in allegato n°3 e sono riferiti al reticolo geografico di appartenenza, per opere ricadenti in classe d'uso II ³, vita nominale di 50 anni, categoria del sottosuolo A e categoria topografica T2 (pendii con inclinazione media > 15°).

¹ Delibera G.P. 1080/2019 - All. C - punto 4 - Art. 18

² D.M. 17/01/18

³ Opere infrastrutturali

RELAZIONE GEOTECNICA
sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

Caratteristiche geotecniche dei terreni e delle rocce

I terreni interessati, direttamente od indirettamente, dai lavori in progetto saranno costituiti prevalentemente da materiali eterogranulari ghiaioso-sabbiosi e secondariamente dal substrato roccioso.

Vista la limitata entità dell'intervento nel contesto stratigrafico e geomorfologico locale, la resistenza al taglio viene stimata, con le opportune cautele, ricorrendo al metodo suggerito dal Congresso Internazionale di Rotterdam (1948): in terreni di media compattezza, con grani spigolosi, taglio corrispondente a quello di una ghiaia media e granulometria dispersa l'angolo di attrito interno è superiore ai 40°. Essi sono altresì dotati di una certa coesione reale e/o apparente legata alla cementazione naturale e/o alla presenza di una seppur modesta componente argillosa e/o all'acqua pellicolare.

Con quanto sopra, visto il peso di volume di terreni come quelli del luogo, per le verifiche geologiche e geotecniche oggettive si potrà fare ragionevole riferimento ai seguenti parametri cautelativi:

φ	= angolo di attrito interno	= 35°
γ	= peso di volume	= 1,8 t/m ³
c	= coesione	= 0,25 t/m ² .

In merito va precisato che la coesione è influenzabile dalla presenza d'acqua e si potrà pertanto tenere in considerazione solo per i terreni allo stato naturale ed a breve termine.

Per i *rinterri* esistenti a tergo del muro, e per quelli necessari alla realizzazione del progetto, si è fatto ricorso, e si ricorrerà, al materiale granulare di risulta degli scavi o similare, che in ogni caso sarà privo di componente coesiva a causa del rimaneggiamento. Per le verifiche che lo riguarderanno sarà opportuno adottare parametri seppur leggermente diversi da quelli dei terreni allo stato naturale, e precisamente:

φ	= angolo di attrito interno	= 33°
γ	= peso di volume	= 1,8 t/m ³
c	= coesione	= 0,0 t/m ² .

Il *coefficiente di Winkler* per le ghiaie e sabbie poco coesive è di **7÷8 kg/cm³**. Questo valore, ricavato dalla letteratura tecnica corrente, dà un ordine di grandezza accettabile, ancorché approssimato.

I terreni di cui sopra sono in ogni caso dotati di una buona permeabilità generale e sono poco sensibili all'azione dell'acqua e del gelo.

Per eventuali accertamenti relativi al muro, verifiche speditive agli affioramenti della località hanno evidenziato come i **calcari marnosi grigi** siano interessati da numerose soluzioni di continuità variamente orientate ed inclinate anche a distanza di pochi metri. Esse sono dovute alle deformazioni tettoniche che hanno formato la piega anticlinale. In ogni caso, la struttura dell'ammasso roccioso lo fa giudicare di qualità cautelativamente *scadente* (Bieniawski) e, nel suo complesso, associabile alle seguenti caratteristiche geotecniche globali.

φ = angolo d'attrito interno = $30\div 35^\circ$
 γ = peso di volume = $2,5 \text{ t/m}^3$
 c = coesione = $10\div 15 \text{ t/m}^2$.

Il D.M. 17/01/18 prescrive che ai parametri di cui sopra vengano applicati particolari coefficienti riduttivi in funzione del tipo di opera od intervento che si sta progettando e del tipo di approccio seguito.

Stabilità generale

La morfologia e lo stato dei manufatti della località (edifici isolati, sentieri, strade) non evidenziano alcun fenomeno indice di mobilitazioni generali dei terreni che possano in qualche modo interessare, sia direttamente che indirettamente, l'area in esame o che siano premonitori d'instabilità generale del sito. Non si rilevano altresì quei fenomeni di soliflussione che sono legati all'imbibizione da parte delle acque meteoriche ed alle azioni del gelo e disgelo.

In merito alle masse rocciose del sottosuolo va osservato che esse rappresentano un'ossatura in buone condizioni di stabilità perché la giacitura degli strati, qualunque essa sia, non fa prospettare il pericolo di scivolamenti strato su strato, come chiarisce il profilo geologico a pag. 3.

Per quanto riguarda la coltre di materiale granulare di copertura, si osserva che un potenziale piano di scivolamento sarebbe rappresentato dalla superficie del substrato roccioso, la cui inclinazione verso Ovest è certamente inferiore ai 35° della superficie topografica (v. profilo geologico). Con quanto sopra, viste le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e la situazione idrogeologica locale non è necessario ricorrere a verifiche specifiche per affermare che non sussistono problemi in merito alla stabilità generale del sito allo stato attuale delle cose.

Il progetto prevede modestissimi movimenti di terreno e la realizzazione di una piccola scogliera, che rappresenterà un modesto sovraccarico rispetto allo stato attuale. La situazione stratigrafica ed idrogeologica nonché la natura dei litotipi del sottosuolo restano comunque tali da non far dubitare dell'affidabilità geostatica generale del sito anche nella situazione che risulterà a progetto realizzato.

La zona non rientra notoriamente in aree valanghive né soggette al pericolo di esondazioni o di erosioni.

Scavi - Riporti

La modesta entità sia degli scavi (h max=90 cm) sia dei riporti (h max=30 cm) esclude la necessità di valutazioni oggettive.

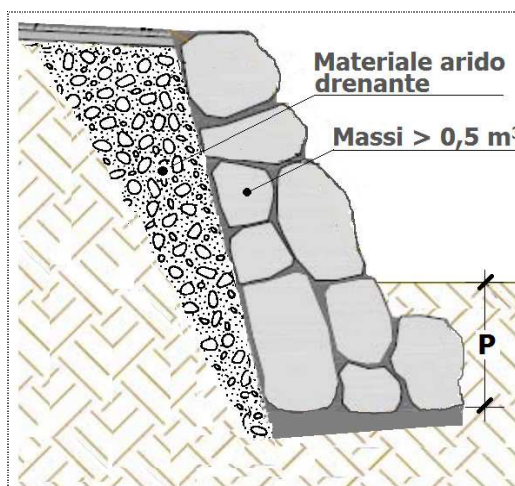
Scogliera

Il progetto prevede che la scogliera esistente subito a Sud del bypass venga regolarizzata e prolungata di circa 5 m per sostenere una modesta parete di scavo prossima al confine a monte.



Per questa scogliera, vista la situazione idrogeologica locale e fermo restando che la verifica della sua staticità esula dalle competenze geologiche, si rileva la necessità di attenersi alle seguenti indicazioni geoesecutive.

- Il piano di posa sia in seppur leggera contropendenza, meglio se regolarizzato con uno strato di magrone di cemento, armato con una rete elettrosaldata.
- I massi abbiano volumi superiori a $\frac{1}{2} \text{ m}^3$ e siano preferibilmente spigolosi.
- Ottimale sarebbe l'uso di malta cementizia per rafforzare il legame fra i massi, avendo l'avvertenza di lasciare numerose feritoie alla base.
- Il paramento esterno sia sagomato su pendenze massime di $70 \div 75^\circ$ ($2,7/1 \div 3,7/1$).



- Per i rinterri a tergo, che dovranno costituire anche una massa drenante, si utilizzi materiale arido, quale potrebbe essere anche quello di risulta degli scavi locali, possibilmente non frammisto a terreno vegetale.

Caratterizzazione delle terre e rocce da scavo

Il materiale di risulta degli scavi sarà costituito da terreno vegetale e/o da detriti eterogranulari e sarà riutilizzato integralmente nell'ambito dello stesso cantiere.

La sua gestione dovrà comunque rispettare le nuove disposizioni di cui al DPR 13 giugno 2017, n. 120: *Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del decreto-legge 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 novembre 2014, n. 164*, in vigore dal 22 agosto c.a.

Si precisa che i vari adempimenti del caso saranno di competenza del **produttore**, che il DPR così definisce: ***il soggetto la cui attività materiale produce le terre e rocce da scavo e che predispone e trasmette la dichiarazione di cui all'art. 21.*** Quest'ultima è una dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà, da redigere mediante compilazione del modulo allegato 6 allo stesso DPR, che va trasmessa al Comune del luogo di produzione ed all'APPA almeno 15 giorni prima dell'inizio dei lavori di scavo.

In particolare, si pone l'attenzione sul fatto che chi sottoscrive l'allegato 6 dichiara che i *materiali da scavo (...) rispettano le disposizioni* di cui all'art. 4 del DPR, il quale prevede, fra l'altro, che debbano soddisfare i requisiti di qualità ambientale.

In merito si fanno alcune ulteriori precisazioni.

- Per i *cantieri di piccole dimensioni* (produzione di terre e rocce da scavo < 6.000 m³) la dichiarazione di cui in precedenza deve indicare anche i tempi previsti per l'utilizzo, che non possono comunque superare un anno (Art. 21, comma 1).
- A movimenti di terra ultimati si dovrà redigere la *dichiarazione di avvenuto utilizzo*, la cui omissione comporta che le terre movimentate perdano la qualifica di sottoprodotto (Art. 7, comma 3) e diventino in pratica "rifiuti", con tutte le conseguenze del caso.
- Si pone l'attenzione sul fatto che la Norma prevede che qualora ***tutto*** il materiale di scavo venisse riutilizzato nell'ambito dello stesso cantiere, ***come si prevede nel caso in esame***, non sarebbero necessarie le succitate dichiarazioni di cui agli artt. 21 e 7 ma resterebbe pur sempre l'esigenza di eseguire le analisi chimiche, i cui certificati sarebbero da conservare per essere mostrati in caso di eventuali controlli.
- Resta comunque il fatto che per gli eventuali materiali provenienti dall'esterno si dovranno verificare le caratteristiche chimiche e si dovranno compilare i documenti di trasporto e le dichiarazioni di avvenuto utilizzo per ognuno dei siti di scavo e/o degli impianti di lavorazione.

Spinte contro i muri

La cartografia geologica ed i rilevamenti di superficie di cui alle pagine 3 e 4 fanno ragionevolmente desumere che il muro di controriva della S.S., alto da 2,20 a 2,50 m, gravi su roccia calcarea e che per i rinterri a tergo si sia fatto ricorso ai materiali detritici locali.

Per una prima analisi delle forze in gioco, si verificano le spinte delle terre su ogni metro di muro con retro verticale e liscio, con punto di applicazione ad 1/3 dal piano di posa della fondazione, senza tenere conto dell'azione sismica, nell'ipotesi di terrapieno a tergo suborizzontale sul quale e agiscano sovraccarichi accidentali irrisori (pedoni) e che il materiale dei rinterri sia costituito da detriti con le caratteristiche geotecniche di pagina 6.

Le verifiche vengono fatte con il metodo di Rankine, non tenendo conto di attriti fra terra e muro ed adottando l'approccio 2 delle Norme tecniche di cui al D.M. 17/01/18 (§ 6.5.3), con la combinazione (A1+M1+R3). In questo caso ai parametri geotecnici vanno applicati i coefficienti parziali $\gamma_\phi = 1,25$ e $\gamma_\gamma = 1,0$ (il coefficiente di sicurezza γ_R non deve essere portato in conto). I parametri geotecnici da utilizzare sono quindi:

$$\phi' = \tan^{-1}(\tan 33^\circ / 1,25) = 27^\circ$$

$$\gamma' = 1,8 / 1,0 = 1,8 \text{ t/m}^3.$$

$$S = 0,5 \gamma' h^2 K_a \cdot 1,3$$

in cui:

S = spinta totale (t/m)

γ' = peso di volume del terreno (1,8 t/m³)

h = altezza del terrapieno (m)

K_a = coefficiente laterale di spinta attiva, funzione dell'angolo di attrito interno (27°) e dell'inclinazione del terrapieno a tergo; per terrapieno orizzontale è pari a $\tan^2 (45 - \phi'/2) = 0,375$.

1,3 = coefficiente relativo alle azioni per effetto di carichi permanenti sfavorevoli⁴ (NTC - Tab. 6.2.1).

Si riportano di seguito i valori emersi, ribadendo che essi restano puramente indicativi dell'ordine di grandezza delle forze in gioco, dovendosi comunque condurre a parte le verifiche di cui al § 6.5 del D.M. 17/01/18.

Altezza del muro	SPINTA TOTALE (t/m)
1 m	0,438
2 m	1,755
3 m	3,948

⁴ Il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) - § 6.2.4.1.1 – Tab. 6.2.1

Carichi limite del complesso fondazioni-terreno

Per una prima verifica della funzionalità del muro di controriva esistente si valutano di seguito i carichi limite di una fondazione continua che grava direttamente su roccia.

Adottando l'approccio 2 delle Norme tecniche (D.M. 14/01/08), ai parametri geotecnici vengono applicati i coefficienti parziali $\gamma_c = 1,0$ - $\gamma_\phi = 1,0$ - $\gamma_\gamma = 1,0$. I parametri da utilizzare restano quindi invariati. Resta comunque la necessità di ulteriori verifiche qualora il progettista decidesse di adottare un approccio diverso.

Si ricorre alla seguente relazione (Stojic - 1967).

$$P_l = (c N_c + 0,5 \gamma B N_\gamma)$$

in cui:

P_l = carico limite (t/m^2)

c = coesione dell'ammasso roccioso ($10 t/m^2$)

N_c = coefficiente di portanza = $2 N_\phi^{0,5} \cdot (N_\phi + 1) = 13,86$

N_γ = coefficiente di portanza = $N_\phi^{0,5} \cdot (N_\phi^2 - 1) = 13,86$

con: $N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2) = 3,00$

ϕ = angolo di attrito interno = 30°

γ = peso di volume dell'ammasso roccioso ($2,5 t/m^3$)

B = larghezza della fondazione (m)

Per *fondazioni continue* di larghezza compresa fra 0,50 ed i 1,00 m i carichi unitari limite variano da **147 a 156 t/m²** (da 73 a 156 t/m).

Si tratta di valori elevati che non fanno sussistere alcun problema di portanza per un muro del tipo in esame, qualunque sia la larghezza della fondazione.

In merito si fanno alcune precisazioni.

- Il coefficiente parziale R3 (coefficiente di sicurezza) per le verifiche agli stati limite ultimi competente all'approccio 2 è: $\gamma_R = 2,3$.
- Le verifiche sono state fatte per carichi verticali centrati e senza tenere conto dell'azione sismica.

RIEPILOGO E CONCLUSIONI

Il presente elaborato riguarda il bypass pedonale che il Comune di Molveno intende realizzare al km 21,150 della S.S. 421, come da progetto del dott. ing. Andrea Peschiuta.

Dagli elementi acquisiti è emerso quanto segue.

- Il bypass si svilupperà per circa 50 m alla sommità del muro di controriva della S.S., sarà largo da 1,20 a 2,00 m e riservato al passaggio pedonale.
- Il sottosuolo è costituito da calcari marnosi grigi rivestiti da una modesta coltre di materiali detritici. Sussistono fondati motivi per ammettere che il muro gravi su roccia e che i rinterri a tergo siano costituiti da materiali detritici locali.

- La situazione idrogeologica generale è favorevole alla percolazione delle acque nel sottosuolo, ove formano una lama d'acqua occasionale sostenuta dalla roccia.
- Non saranno necessarie opere particolari per l'intercettazione e l'allontanamento di acque superficiali e/o sotterranee né per lo smaltimento di acque nere e/o pluviali.
- Nei riguardi della protezione antisismica il sottosuolo rientra nella categoria A. Sono riportati i parametri necessari per valutare le azioni sismiche sui in relazione agli stati limite.
- I materiali detritici locali hanno buone caratteristiche geotecniche; la roccia è di qualità *scadente* (Bieniawski).
- Non sussistono problemi di stabilità generale del sito sia allo stato attuale che in fase esecutiva ed a progetto realizzato.
- I lavori di scavo e di riporto non richiederanno cautele esecutive. Si riportano indicazioni sulle modalità esecutive del nuovo tratto (5 m) di scogliera di massi.
- Per la gestione dei materiali di scavo, ancorché utilizzati nello stesso cantiere, il *produttore* dovrà rispettare le nuove disposizioni di cui al DPR 13/06/2017, n. 120.
- Le spinte contro il muro ed i carichi limite del complesso fondazione/terreno non fanno prospettare problemi di portanza o di cedimenti.
- I lavori in progetto non apporteranno turbative alla circolazione idrica superficiale e sotterranea.
- L'alterazione dell'assetto attuale prodotta dalla realizzazione del progetto non sarà fonte di pericolo o di danno.

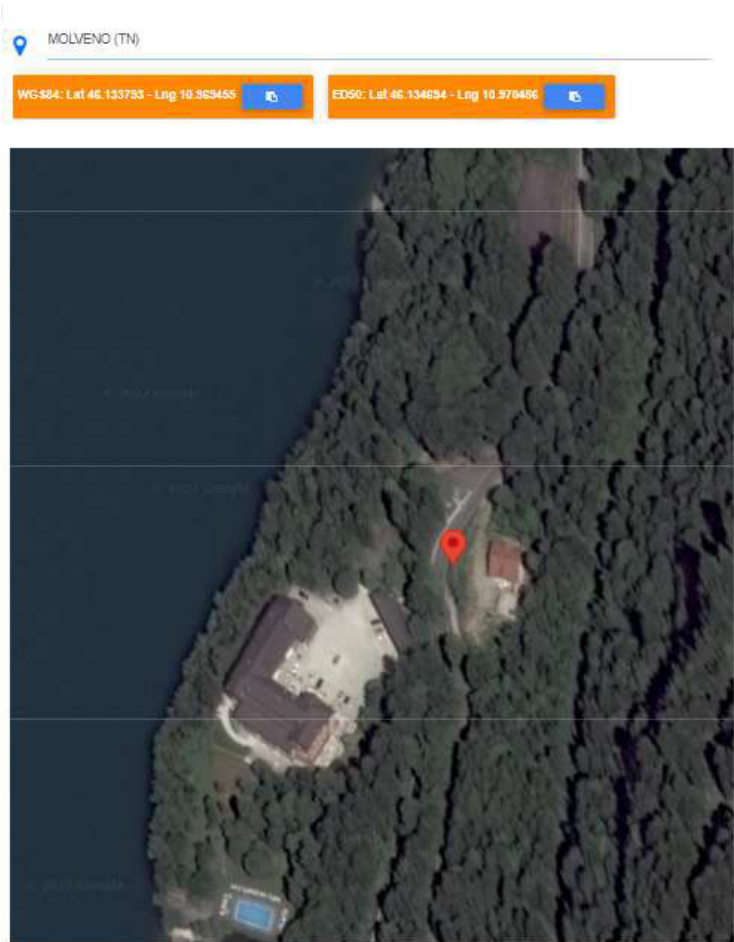
La D.L. dovrà verificare puntualmente la rispondenza fra le ipotesi progettuali ed i riscontri del corso d'opera, differendo di conseguenza il modello geotecnico ed il progetto esecutivo, come previsto dalla normativa di settore.

Trento, ottobre 2022



Documento informatico firmato digitalmente ai sensi degli artt. 20 e 21 del D. Lgs. 7 marzo 2005, n. 82 e ss. mm.

PARAMETRI SISMICI



Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

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

Cat. Sottosuolo: A

Cat. Topografica: T2

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
CC Coeff. funz. categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

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

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.006	0.006	0.013	0.016
kv	0.003	0.003	0.007	0.008
Amax [m/s²]	0.299	0.318	0.657	0.805
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

Stati limite

Classe Edificio: I. Presenza occasionale di persone, edifici agricoli...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 0.7

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F ₀	T ₀ * [s]
Operatività (SLO)	30	0.025	2.471	0.191
Danno (SLD)	35	0.027	2.481	0.195
Selvaguardia vita (SLV)	332	0.056	2.627	0.317
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.068	2.726	0.341

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 35