



CLAUDIO GAGLIARDI - GEOLOGO

*Sede legale e amministrativa:
Via Cangelli 24 - 28855 MASERA (VB)
Tel/Fax 0324.232859
e-mail tecnico@geogagliardi.it
P.IVA 03200470015*

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA VERBANO CUSIO OSSOLA

COMUNE di CREVOLADOSSOLA

**PROGETTO ESECUTIVO DI IMPIANTO IDROELETTRICO CON CAPTAZIONE
DI ACQUE SORGIVE NEI PRESSI DI LOCALITÀ PINEZZO ALTO**

**Autorizzazione ai sensi del D.Lgs 387/2003
Autorizzazione ai sensi della L.R. 40/98**

**PROPONENTE
TANTARDINI YURI**

1.RELAZIONE GEOLOGICA

2.RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA

CIRC. 7/LAP 1996 – N.T.E. DIC. 1999 - NCT 14 gennaio 2008

L.R. 45/89 e s.m.i.

1. RELAZIONE GEOLOGICA

1.1. INTRODUZIONE

Lo studio geologico viene redatto a supporto del progetto di *“Impianto idroelettrico con captazione di acque sorgive nei pressi di località Pinezzo Alto”*, redatto dallo studio di progettazione Ingeoart s.r.l., proponente TANTARDINI YURI.

L'intervento prevede la realizzazione della captazione, presso località Pinezzo Alto, nell'impluvio del Rio Pragisso, un tributario laterale minore del versante orografico destro della valle principale con realizzazione dell'edificio di produzione al piede dello stesso, presso l'abitato di Preglia in Comune di Crevoladossola (VB).

In realtà, come descritto in seguito, la captazione intercetta una serie di risorgenze di carattere perenne piuttosto che l'effettiva portata stagionale del ruscello denominato Rio Pragisso.

Lo scopo della presente indagine è finalizzato:

- alla verifica della compatibilità dell'intervento in progetto con le condizioni geomorfologiche ed idrogeologiche che caratterizzano il sito in rapporto sia a potenziali situazioni di dissesto attivo/quiescente sia rispetto alla classificazione geologico/urbanistica dell'area prevista nel vigente Piano Regolatore;
- alla caratterizzazione idrogeologica dei depositi di copertura che colmano il bacino imbrifero del Rio Pragisso in funzione della potenziale/effettiva risorsa idrica in essi contenuta;
- alla caratterizzazione geotecnica ed idrogeologica dei depositi che costituiscono le coltri di copertura quaternaria interessate dalle opere in progetto, per definirne i parametri di resistenza a taglio e di capacità portante in relazione alle condizioni di stabilità del sito e delle stesse opere in progetto.

Sotto il profilo geologico la presente documentazione si prefigge quindi il duplice scopo lo scopo di verificare da un lato la compatibilità dell'intervento con le condizioni di potenziale pericolosità geomorfologica ed idrogeologica e contestualmente di verificare l'effettiva predisposizione dei depositi di copertura ad agire come naturale serbatoio idrico alimentante numerose risorgenze che rappresentano l'effettivo contributo oggetto di captazione.

In relazione alle condizioni di pericolosità geologica e alla potenziale interferenza negativa dell'opera rispetto alla zone circostanti assume evidentemente particolare importanza la verifica di compatibilità dell'intervento rispetto alla vigente normativa geologico/urbanistica del PRGC di Crevoladossola che attribuisce l'area alla Classe IIIa, sottoclasse IIIa3, per motivi di natura morfologica e idrogeologica riferiti in modo particolare, come di seguito descritto, all'utilizzo del territorio a fini urbanistici residenziali e non ovviamente di tipo produttivo.

L'indagine affronta pertanto le suddette tematiche in rapporto alla potenziale interferenza dell'opera con le condizioni del versante con specifico riguardo agli aspetti idrogeologici e al regime idraulico del ruscello.

Inoltre, lo studio si completa con la valutazione degli aspetti geotecnici e sismici in osservanza ai disposti della recente classificazione sismica del territorio nazionale (O.P.C.M. 3274/2003) e delle nuove N.T.C. di cui al D.M. 14/01/2008.

In relazione alla normativa di cui al D.M. 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", che definiscono i principi generali per il progetto, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni e forniscono i criteri generali di sicurezza a tutela della pubblica incolumità, si introducono nelle considerazioni strettamente geotecniche le metodologie di indagine e le "fattorizzazioni" (ovvero le riduzioni) dei parametri del terreno in funzione dei diversi Approcci previsti dalla normativa.

Si precisa che, a seguito della definitiva entrata in vigore della D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010, relativa alla caratterizzazione sismica del Piemonte, è stata ribadita e richiamata l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, entrate definitivamente in vigore dal 01/07/2009, indistintamente a tutte le costruzioni e indipendentemente dalla zona di classificazione sismica.

Nella Delibera infatti, oltre all'obbligo di adeguare la progettazione antisismica per i comuni in Zona 3, si dichiara ormai concluso anche il periodo transitorio che

escludeva inizialmente i territori in Zona 4.

Le modifiche introdotte dalla nuova classificazione sismica del Piemonte non comportano in realtà alcuna variazione per il territorio comunale di Crevoladossola, per il quale resta confermata l'attuale classificazione in Zona 3 anche nella D.G.R. n. 11-1305 e quindi con la presente viene espressa una categoria di suolo in relazione all'azione sismica dedotta in base alle indicazioni dell'O.P.C.M. 3274/2003.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Questi aspetti saranno trattati in un apposito capitolo, denominato azione sismica (Modellazione Sismica di cui al § 3.2 delle NTC08), all'interno della relazione geotecnica, utilizzando gli elementi descrittivi e parametrici finalizzati alla modellazione sismica e all'attribuzione della categoria sismica di suolo.

1.2. VINCOLO IDROGEOLOGICO

L'area risulta parzialmente sottoposta a vincolo idrogeologico ai sensi della L.R. 45/89 in quanto la parte inferiore del versante e l'area al piede ove è prevista la realizzazione dell'edificio di centrale appartiene alla zona di fondovalle che risulta esclusa dal vincolo, come si evince dalle tavole di P.R.G.C. di Crevoladossola.

Dai computi di scavo e riporto che comprendono anche l'area di centrale, sintetizzati nella relazione tecnica di progetto, risulta che l'intervento rientra nei limiti dimensionali della categoria a) dell'art. 1., della L.R. 45/89 ovvero tra quelli di competenza comunale, come confermato anche dalla recente Circolare P.G.R. 3 aprile 2012 n. 4/AMD.

1.2. INTERVENTO IN PROGETTO E CLASSIFICAZIONE AREA NEL P.R.G.C.

Nella Carta di Sintesi dell'Idoneità all'Utilizzazione Urbanistica questo settore è classificato in Classe IIIa, sottoclasse IIIa3.

Per la Classe IIIa si riporta di seguito la classica definizione della Circolare PGR 7/LAP (ripresa integralmente anche nelle Norme geologiche del vigente PRGC) che individua *"porzioni di territorio inedificate che presentano caratteri geomorfologici o idrogeologici che la rendono inidonea a nuovi insediamenti, aree dissestate, in frana, potenzialmente dissestabili o soggette a pericoli di valanghe, aree alluvionabili da acque di esondazione ad elevata energia"*.

Nello specifico la relazione Geologica e la Carta di Sintesi vigente riportano in legenda, per la specifica sottoclasse IIIa3, la seguente definizione: *"Aree inedificate sottoposte a fenomeni idrogeologici potenzialmente attivi contraddistinti da energia significativa ovvero gravate da pericolosità alta. Dal punto di vista tecnico le aree di Classe IIIa3 non sono edificabili"*.

La suddetta pericolosità, riferita in questo caso ad un esteso settore del versante orografico destro versante non edificato che si estende senza soluzione di continuità da Preglia a Bisate, ad eccezione di alcuni nuclei rurali edificati, comprende anche numerosi edifici rurali sparsi e si riferisce all'effettivo utilizzo urbanistico residenziale.

L'intervento in oggetto, proprio per la tipologia e funzionalità dell'opera, non rientra ovviamente nella casistica suddetta in quanto si tratta di un impianto produttivo e non di un insediamento antropico. Il fabbricato di produzione si colloca al piede del pendio, al margine del modesto conoide di deiezione del limitrofo impluvio denominato Rio del Pianezzo, in un'area sub-pianeggiante in sponda destra del Rio Pragisso, che in questo settore è canalizzato e non origina alcuna forma di deposito/accumulo evidentemente in relazione ad una energia idraulica modesta con capacità di trasporto solido praticamente nulla.

Al riguardo risulta certamente significativo il sottopasso (tombino) della linea ferroviaria internazionale del Sempione che attraversa, poco a monte del piede del versante, il ruscello e la fossa di raccolta a monte dei binari non è protetta da alcuna barriera a dimostrazione della ridotta pericolosità idraulica.

Si tratta come più dettagliatamente descritto in seguito di un settore di versante caratterizzato da substrato roccioso affiorante e subaffiorante in cui il ruscello scorre

per lunghi tratti in roccia senza produrre una vera incisione.

La stessa condotta forzata che scende lungo la sponda della linea di deflusso sia nei tratti interrati sia in quelli su roccia non produce alcun tipo di interferenza negativa con il regolare regime idraulico.

In particolare dall'opera di captazione (q. 560 m circa) la condotta scende lungo la sponda destra del ruscello fino a q. 480 m circa in un settore con sufficiente coltre di copertura detritica e glaciale che permette di realizzare un buon interrimento della stessa come evidenziato nella tavola di progetto elaborato n. 9 "sezioni posa condotta".

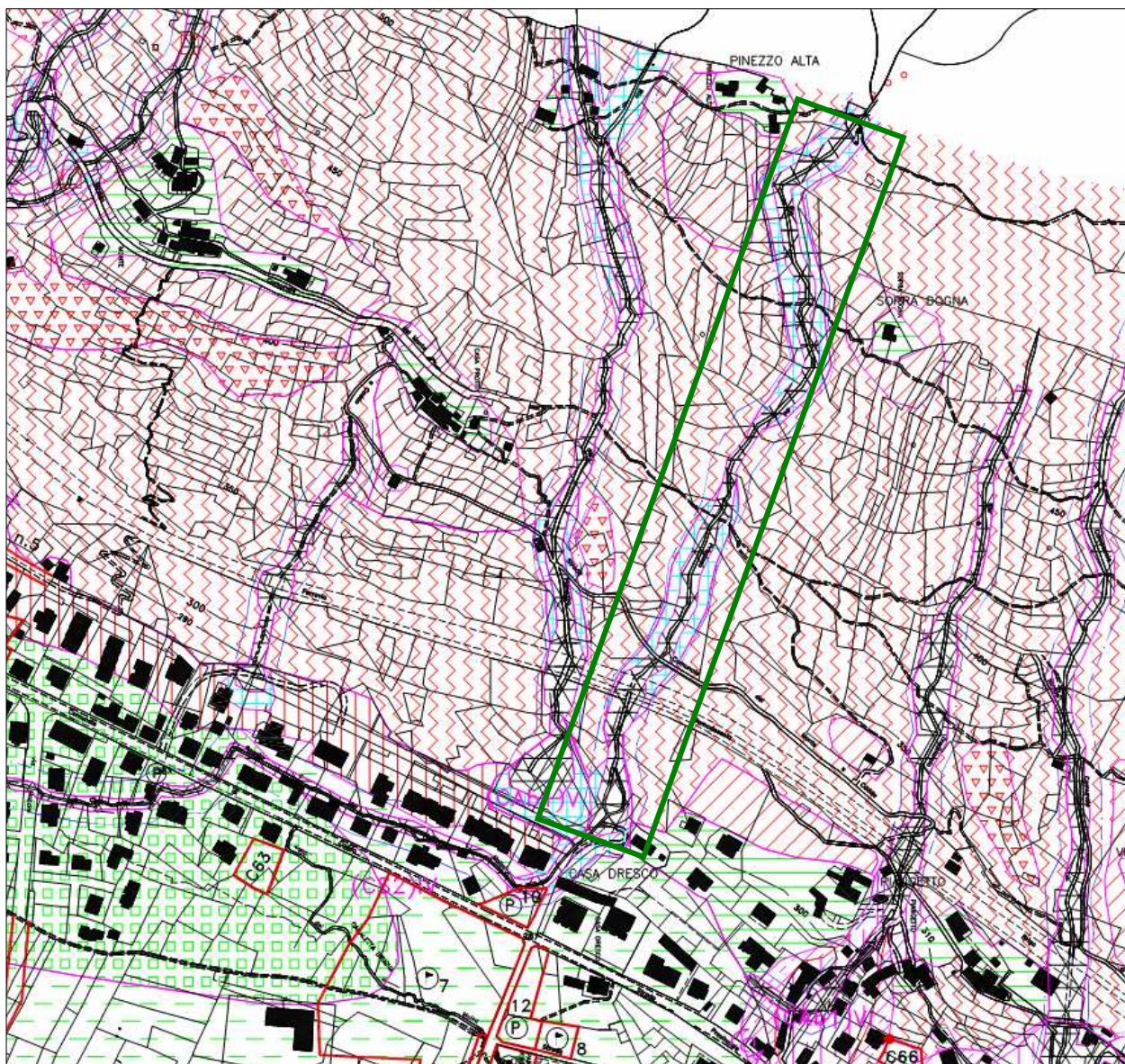
Il diametro ridotto ($\varnothing = 200$ mm) non crea evidentemente problemi per le operazioni di scavo che incidono minimamente sul terreno creando un solco di larghezza media pari a 0,6 m circa e di profondità variabile da 0,5 a 1,0 m circa.

Sono previsti al riguardo due attraversamenti (il primo a q. 480 m circa il secondo a q. 360 m circa) che per le dimensioni della condotta non comportano alcun tipo di interferenza con la sezione idraulica e neppure producono problematiche connesse a fenomeni di sifonamenti ed erosione in rapporto alla modesta energia idraulica del ruscello.

A valle di q. 440 m circa il versante presenta un aspetto maggiormente scosceso e ripido per la presenza di substrato affiorante e/o subaffiorante. Il tracciato della condotta, individuato con rilievo topografico di dettaglio, permette di sfruttare al meglio le zone con copertura per ottenere il maggiore interrimento possibile. In quest'ultimo tratto tuttavia in corrispondenza di alcune balze rocciose sarà evidentemente necessario ancorare la tubazione sulla superficie dell'ammasso roccioso.

La modesta entità dell'intervento non crea in definitiva alcun tipo di interferenza con il regime idraulico del ruscello e non modifica le condizioni attuali di deflusso. L'opera non introduce pertanto alcun nuovo elemento di pericolosità idraulica ed idrogeologico, soprattutto in riferimento alla stabilità e sicurezza delle aree circostanti e della zona di valle, con particolare riguardo alle linea ferroviaria internazionale del Sempione e alla porzione di abitato prospiciente la fascia pedemontana.

Si precisa al riguardo che per l'attraversamento della ferrovia si utilizza il tombino già esistente senza modificarne la sezione attuale, interrando la condotta.



CLASSE IIIa INEDIFICATO INIDONEO						
	CLASSE IIIa4 INEDIFICATA INIDONEA	ATTUALMENTE INEDIFICABILE. INEDIFICABILE ANCHE dopo eventuali interventi di riassetto territoriale.			AREA INSTABILE Fenomeni attivi con energia alta	PERICOLOSITA' MOLTO ALTA
	CLASSE IIIa3 INEDIFICATA INIDONEA				AREA POTENZIALMENTE INSTABILE Fenomeni potenzialmente attivi con energia significativa	PERICOLOSITA' ALTA
	CLASSE IIIa2 INEDIFICATA INIDONEA				Fenomeni potenzialmente attivi con bassa energia	PERICOLOSITA' DA MEDIA A BASSA

FIG. 1 - IMMAGINE ESTRATTA DALLA TAV. 3° INTERV – ZONA PREGLIA DELLA CARTA DI SINTESI DELL'IDONEITÀ ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA: SI EVIDENZIA IL SETTORE INTERESSATO DALL'INTERVENTO.

1.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

La Val d'Ossola si iscrive in un settore alpino caratterizzato da un quadro geologico complesso rappresentato da molteplici unità di rocce metamorfiche estese a scala regionale; a causa delle forti dislocazioni subite durante l'orogenesi alpina, si presentano sotto forma di scaglie e falde tra loro sovrapposte.

Per lunghi tratti la Val d'Ossola taglia quasi ortogonalmente i piani di scorrimento tra le varie unità tettoniche e questa condizione offre sui versanti sezioni naturali particolarmente significative per la visibilità dei rapporti reciproci tra le principali Unità.

Da Sud verso Nord è possibile osservare con grande continuità una sezione completa del basamento delle Alpi Meridionali, dalla Serie dei Laghi alla sottostante Zona Ivrea-Verbano, e l'intera catena alpina a vergenza europea, in successione dall'alto verso il basso sino alla cupola di Verampio.

Nel settore centrale della valle principale, superata la Linea del Canavese in prossimità di Vogogna si entra nella "zona radicale" che costituisce una struttura assottigliata e retroflessa che porta gli Scisti di Fobello-Rimella e il settore interno della Zona Sesia-Lanzo sopra la Zona Ivrea-Verbano. Verso Nord si trova inoltre a livelli strutturali sempre più profondi la falda Pennidica superiore del Monte Rosa che galleggia sulle Ofioliti di Antrona e la sottostante Zona Camughera Moncucco tagliata alla base dalla Linea del Sempione. Quest'ultima è una faglia poco inclinata il cui movimento distensivo ha favorito la scopertura tettonica della sottostanti Falde Pennidiche Inferiori durante la fase di sollevamento dell'orogeno alpino.

A Nord di Domodossola affiorano i litotipi pennidici costituiti in successione, dall'alto verso il basso, dalla Falda del Monte Leone (settore in cui si iscrive l'area in esame), del Lebendum e di Antigorio fino al nucleo inferiore costituito dalla cupola di Verampio, poco prima di Baceno.

Dal punto di vista geologico il versante in esame, che fa parte della Falda del Monte Leone, è compreso in una regione caratterizzata da una tettonica ad ampi ricoprimenti generatisi durante le fasi secondarie dell'Orogenesi Alpina in seguito al coricamento verso nord-ovest di gigantesche pieghe anticlinali; si sarebbe cioè verificato un appilamento di diverse unità strutturali, le une sulle altre, secondo contatti di natura tettonica. Durante le fasi principali del piegamento, a scala regionale, pressioni orientate hanno dato luogo alla crescita dei minerali secondo piani paralleli,

generando una foliazione delle rocce metamorfiche molto ben marcata.

Un ultima fase tardiva di compressione ha portato al raddrizzamento delle strutture, in origine poco inclinate; essa è la causa dell'assetto strutturale delle rocce metamorfiche sulle pendici montuose nella zona di Crevoladossola.

Da quanto sopra esposto si evince che la zona suddetta ha subito, nel corso dell'Orogenesi Alpina, un alto grado di metamorfismo ed un'intensa tettonizzazione rispettivamente riscontrabili nell'evidente tessitura scistosa delle rocce affioranti e nella generale presenza di faglie, diaclasi e fratture di tensione.

Il substrato roccioso, nell'area in esame e nell'intero versante, è costituito da ortogneiss occhiadini, spesso finemente laminati, con giacitura piuttosto verticale della scistosità primaria (immersione verso SE) che determina la formazione di estese superfici montonate ben riconoscibili soprattutto nella parte mediana del versante, presso la zona di imbocco della Val Divedro, in cui si attraversa la "zona radicale" delle Falde Pennidiche Inferiori che risultano fortemente assottigliate e come detto molto inclinate verso SE.

In particolare l'area di intervento si colloca nella porzione medio inferiore del versante orografico destro che si estende da Caddo a Preglia costituendo la parte frontale del contrafforte roccioso che, a grande scala, tronca la dorsale spartiacque tra la Val Bognanco e la Val Divedro.

Si riporta nella seguente figura un estratto del F° 15 della Carta Geologica d'Italia con evidenziata l'area in oggetto.

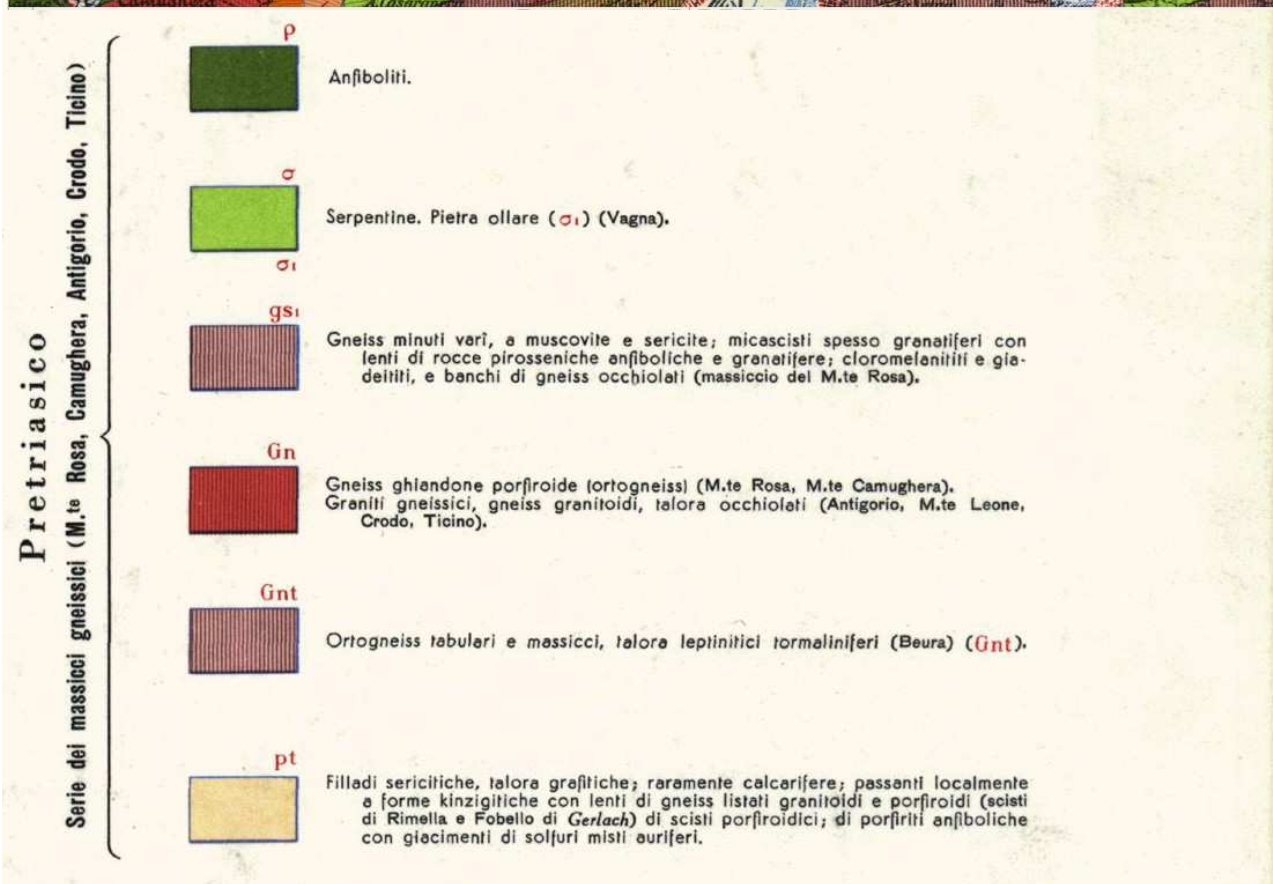
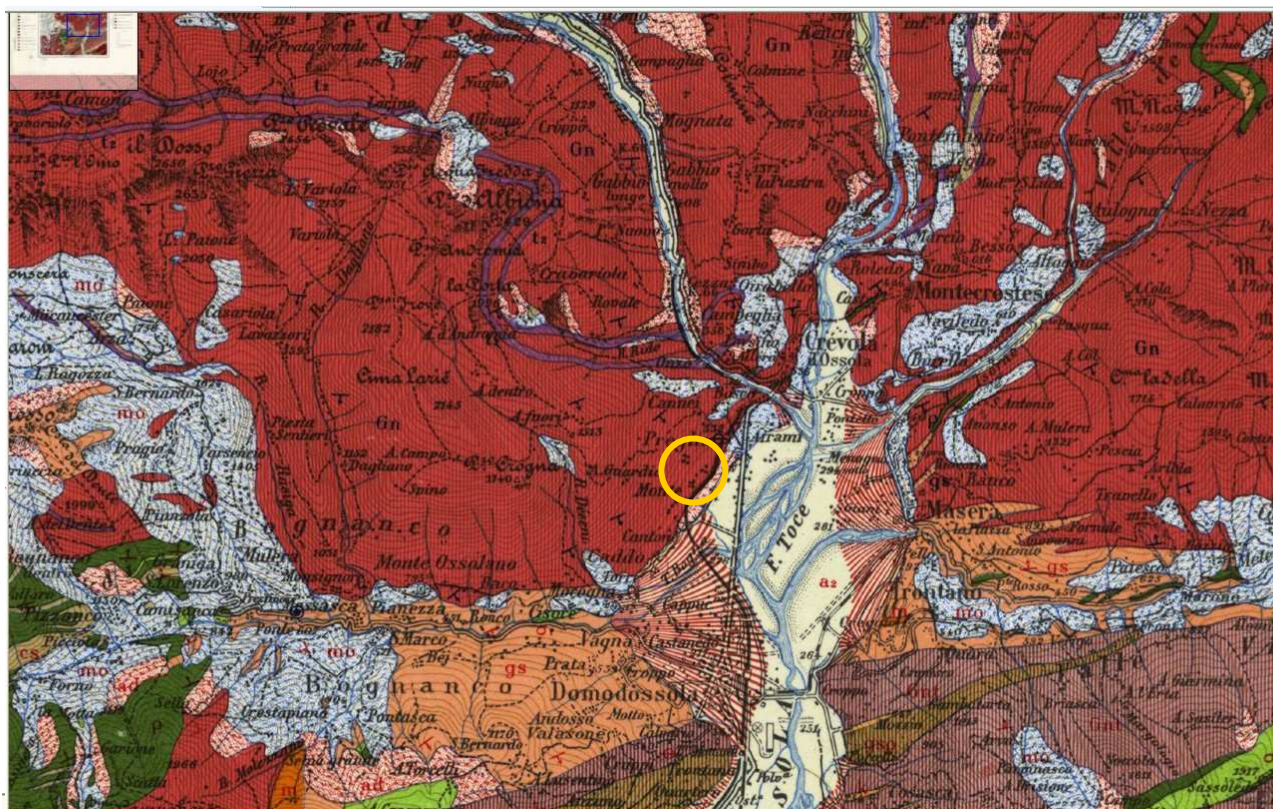


FIG. 2 - ESTRATTO F° 15 DOMODOSSOLA DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA SCALA 1:100.000

1.4. CARATTERI GEOMORFOLOGICI

L'intervento si realizza sul versante orografico destro della Val d'Ossola, a monte dell'abitato di Preglia, tra q. 600 m circa ed il fondovalle, captando le acque provenienti dall'impluvio del Rio Pragisso.

Questo versante, a causa dell'evidente controllo morfostrutturale esercitato dalla giacitura delle rocce gneissiche, che costituiscono in modo monotono il substrato di questo settore, presenta una morfologia piuttosto uniforme contraddistinta da un pendio caratterizzato da notevole acclività e da estese zone di affioramento roccioso, soprattutto nel settore medio-superiore.

Il versante culmina nella zona dell'Alpe Fuori a q. 1497 m s.l.m. circa formando, superiormente a q. 500 m s.l.m. circa, un pendio prevalentemente roccioso che si estende sino alla sommità (Alpe Fuori q. 1497 m s.l.m.) con pendenza piuttosto uniforme, senza significativi ripiani morfologici. Nella zona inferiore invece si riconosce una tipica morfologia di "spalla" glaciale che origina un netto cambio di pendenza tra q. 350 m e q. 450 m circa, su cui sorgono aree prative con gli insediamenti rurali di località "Monte" e "Casa Protti", a valle del gradino glaciale il raccordo con il fondovalle riprende con una morfologia ripida e scoscesa per la presenza di substrato roccioso affiorante e sub-affiorante che sostiene la "spalla" suddetta.

L'orientamento trasversale del rilievo montuoso principale rispetto alla foliazione primaria degli gneiss produce in realtà, più che una parete rocciosa uniforme, una serie di dorsali rocciose affioranti in cresta, con andamento lineare e direzione all'incirca lungo la linea di massima pendenza che originano, alla scala del versante, una serie di risalti discendenti verso valle.

Tra una dorsale e l'altra si sviluppano incisioni lineari ed unicursali che agiscono da bacini imbriferi per il drenaggio delle acque superficiali.

La cartografia di PRGC evidenzia infatti una serie di tributari laterali minori che solcano con andamento lineare ed unicursale, parallelo alle suddette dorsali rocciose, che conferma l'evidente controllo strutturale sui principali elementi morfologici.

Queste linee di deflusso sono evidentemente caratterizzate da regime idraulico torrentizio stagionale per il deflusso delle acque meteoriche superficiali e non tutti hanno prodotto allo sbocco vallivo forme di deposito, tipo conoide di deiezione. In particolare il Rio del Pragisso non origina alcun deposito al piede del pendio, a

differenza del limitrofo rio di Pianezzo che ha formato un modesto ma evidente conoide di deiezione.

Tale caratteristica assume un significativo motivo di interesse sotto il profilo idrogeologico e idraulico in relazione alla effettiva portata dell'impluvio a prescindere dalla dimensioni del limitato bacino imbrifero, come di seguito descritto.

Si riportano di seguito alcune immagini aeree 3D estratte dal Portale cartografico nazionale del Ministero dell'ambiente che evidenziano gli molto bene i principali elementi morfologici che caratterizzano il versante.

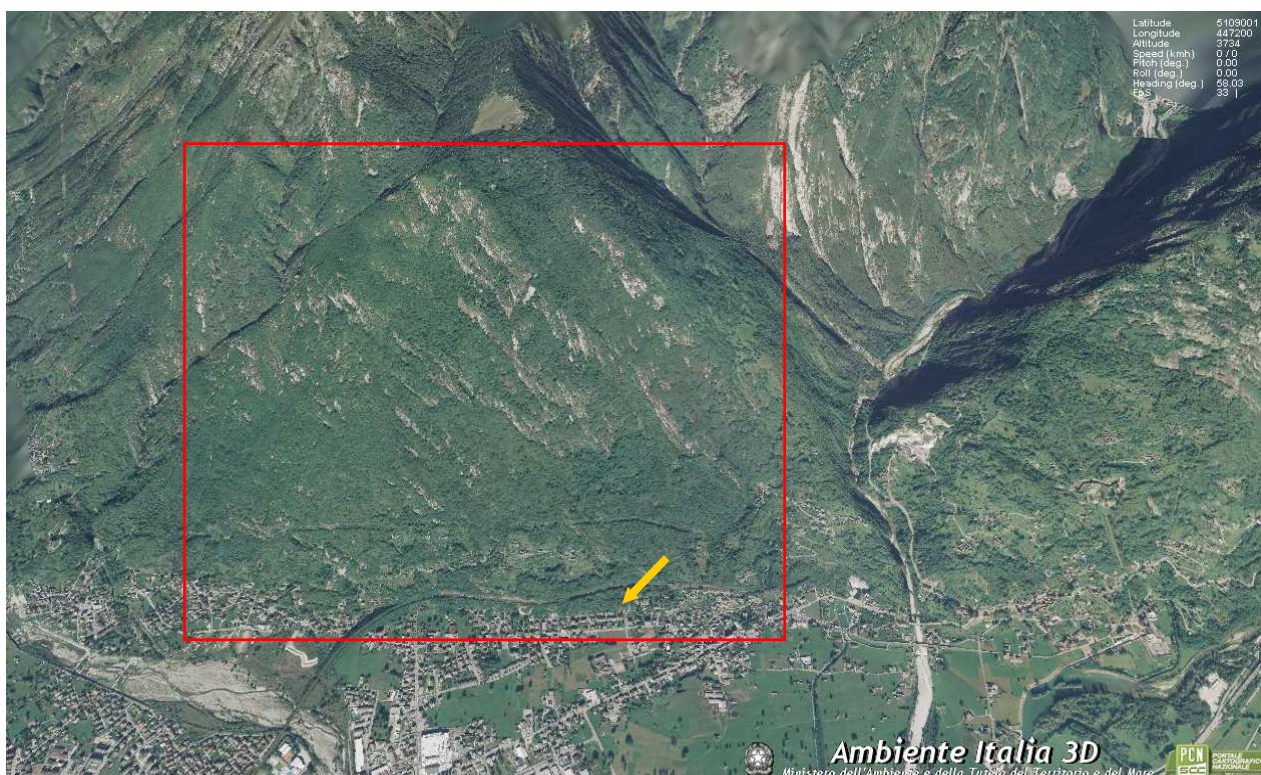


FIG. 3 – IMMAGINE PANORAMICA DEL VERSANTE CARATTERIZZATO DA DORSALI ROCCIOSE INTERVALLATE DA IMPLUVI LINEARI CHE EVIDENZIANO IL CONTROLLO STRUTTURALE SULLA MORFOLOGIA. AL PIEDE L'IMPRONTA DEL MODELLAMENTO GLACIALE CON LE AREE PRATIVE IMPOSTATE SU TIPICHE FORME DI SPALLA GLACIALE. LA FRECCIA INDICA LA ZONA DI REALIZZAZIONE DELL'EDIFICIO DI CENTRALE.

1.5. CARATTERI IDROGEOLOGICI

Per quanto riguarda l'area di intervento la coltre di copertura quaternaria è costituita dalle seguenti tipologie di depositi:

- detrito di versante
- depositi glaciali
- depositi alluvionali

La coltre detritica ricopre gran parte del pendio, invece i depositi di natura glaciale sono limitati ai ripiani morfologici di spalla e quelli alluvionali alla fascia di raccordo con il fondovalle.

In particolare, come evidenziato anche nella carta geomorfologica di PRGC, la coltre di natura detritica origina:

- zone di accumulo alla base delle pareti rocciose (creste delle dorsali lineari) classificate come detrito di falda e coni detritici, costituiti da accumuli e pietraie con scarsa o assente matrice terrosa;
- zone a copertura diffusa di detrito di versante con sottile copertura eluvio colluviale, costituito da clasti ed elementi litoidi immersi in una matrice ghiaioso-terrosa con potenza variabile da metrica a plurimetrica.

E' realistico ipotizzare che la coltre detritica sia spesso sovrapposta ad un precedente deposito di natura glaciale, presente in particolare nelle zone di avvallamento dell'ammasso roccioso.

Tale condizione si riscontra nella porzione superiore del versante, da q. 600 m in poi, dove le incisioni che si sviluppano tra dorsali rocciose raggiungono verosimilmente profondità considerevoli e sono colmate in superficie da depositi quaternari caratterizzati di natura detritica, sia di falda sia di versante, come si riscontra nell'impluvio che forma la zona di alimentazione imbrifera del Rio Pragisso a monte del punto di captazione in progetto.

Anche la cartografia di PRGC e la Carta Tecnica Regionale evidenziano nel

settore immediatamente a monte della zona di risorgenza la presenza di un vasto deposito di detrito di falda.

La presenza di depositi glaciali con spessori di potenza plurimetrica, parzialmente ricoperti da detrito di falda, è invece presente nei settori sommitali o di culmine del versante, dove il substrato roccioso origina scalini morfo-strutturali, compresi tra due dorsali rocciose consecutive. Si tratta di settori a media acclività, sui quali in passato sorgevano alpeggi di modeste dimensioni, ora abbandonati e invasi da vegetazione boschiva. A ridosso delle pareti la coltre glaciale è sormontata da fasce di detrito di falda e pietraie.

In questa porzione sommitale dell'impluvio si riconosce infatti, dalla cartografia regionale e da alcune riprese aeree degli anni '80, la presenza di alpeggi in quota di ridotte dimensioni ed in particolare dell'Alpe Curtanello (882 m), dell'Alpe Termine (1071 m) e dell'Alpe Bernù (1074 m). Questi ripiani, coperti da depositi glaciali a bassa inclinazione, sono alternati a pareti subverticali che formano le creste delle dorsali lineari evidentemente impostate lungo fratture/faglie coincidenti o subparallele con il piano di foliazione primaria della roccia.

La morfologia suddetta, contraddistinta da impluvi colmi di materiale detritico e da spianate sommitali coperte da depositi glaciali, in associazione con la tipologia delle coltri di copertura stesse, costituisce un elemento di notevole significato per le zone di risorgenza presenti a valle.

Gioca probabilmente un ruolo significativo in questo senso anche la direzione strutturale delle pareti rocciose (NE/SW), ovvero dei principali sistemi di frattura.

La coltre di copertura glaciale è infine presente nel settore medio inferiore del versante in corrispondenza dei ripiani morfologici di località Monte e Casa Protti, che rappresentano le forme di spalla precedentemente descritte.

I depositi glaciali e/o morenici nelle più recenti interpretazioni sono classificati secondo un approccio "allo stratigrafico", ovvero si caratterizzano in relazione ai bacini di provenienza ("alloctonia").

In generale si classificano con il termine “allogruppi” le associazioni di depositi attribuibili a più eventi erosivo-deposizionali. Nella fattispecie i depositi glaciali sono ascrivibili a formazioni di materiali estremamente eterogenei costituiti da “diamicton”, (è un termine non genetico, anche se un'origine comune per diamicton è da attività glaciale. Indica cioè un sedimento depositato vicino ai ghiacciai in accumuli morenici, tipicamente caratterizzato da scarsa struttura sedimentaria e con considerevoli variazioni laterali e verticali nello spessore, nella composizione, nella struttura e nella granulometria eterogenea).

Questi till glaciali, presenti in spessori considerevoli da metrici a plurimetrici su aree di spalla e di culmine, sono definiti *diamicton matrix supported* presentano una matrice di natura ghiaioso-sabbiosa, non addensata, e scheletro in proporzioni molto variabili, formato da ciottoli e massi angolosi eterometrici associati a diamicton a matrice sabbioso-ghiaiosa caratterizzati in superficie dalla presenza di grossi blocchi rocciosi (till di ablazione). Spesso si tratta di *diamicton* con tessitura da *open work* a *partially open work* mal stratificati.

La superficie di appoggio basale di questi depositi è coincidente con il substrato roccioso levigato e striato dall'azione di esarazione del modellamento glaciale.

Per quanto concerne invece i depositi alluvionali si rinvencono solo alla base del pendio in corrispondenza dell'apparato di conoide del Rio di Pianezzo, nella zona di costruzione del fabbricato di centrale di produzione.

Un piccolo lembo di materiale alluvionale è stato anche riscontrato presso la zona di captazione dove per effetto della riduzione di pendenza dell'impluvio del Rio Pragisso si forma una piccola lente di materiale alluvionale sospeso.

Questi depositi saranno caratterizzati in modo specifico nella trattazione geotecnica per la definizione della capacità portante del terreno di fondazione del suddetto edificio.

Per i depositi detritici di versante e quelli glaciali, ai fini del presente studio, assume invece maggiore importanza la caratterizzazione idrogeologica di seguito riportata.

La morfologia suddetta e l'assetto strutturale dell'ammasso roccioso condizionano e caratterizzano l'idrogeologia sotterranea. In particolare per quanto concerne il Rio Pragisso non si riscontra nella zona di testata dell'impluvio un bacino imbrifero esteso fino alla sommità del rilievo, anzi il settore con massima concavità si

riscontra verosimilmente proprio in prossimità ed immediatamente a monte della zona di captazione.

Questa zona è in realtà contraddistinta da una serie di punti di naturale risorgenza, in parte già precedentemente captati da vecchie prese dell'acquedotto comunale ormai dismesse, che di fatto defluiscono nell'impluvio alimentando il rio stesso.

Come si evince dalla specifica relazione idrologica, redatta dell'ing. Andrea Bonacci, il deflusso ottenuto da misurazioni di circa due anni su metà delle risorgenze indica una portata media complessiva prelevabile al netto del DMW pari a 30 l/s.

Si tratta di portate perenni che in rapporto alle ridotte nevicate degli ultimi anni, soprattutto a basse quote come per il bacino in esame, possono certamente aumentare proprio in funzione della tipologia del bacino di alimentazione.

Le peculiari caratteristiche morfostrutturali descritte in relazione all'assetto idrogeologico danno infatti origine ad un bacino di alimentazione sostenuto da un substrato roccioso che, seppure fratturato, rappresenta il letto impermeabile sul quale la coltre detritica e la sottostante coltre glaciale agiscono da strati drenanti e rocce serbatoio.

L'emergenza dell'acqua sotterranea avviene infatti in prossimità dell'intersezione tra il profilo topografico e il substrato roccioso che affiora sui lati dell'impluvio proprio in prossimità della zona di captazione.

L'assetto strutturale inoltre favorisce il convogliamento delle acque superficiali verso la suddetta zona di emergenza, attraverso infiltrazione nella coltre detritica, raccogliendo anche contributi esterni al coronamento topografico dell'impluvio del Rio stesso. Si tratta di acque che provengono da settori sommitali del versante veicolate da SW verso NE proprio dalla giacitura delle pareti rocciose principali e conseguentemente dalla direzione di deflusso sub-superficiale e sotterraneo sia delle incisioni sia dei ripiani morfologici sommitali.

In sostanza l'area sottesa viene ampliata per motivi morfostrutturali a settori di versante che topograficamente insistono sul bacino di valle ma che in realtà, ad eccezione di una minima parte del ruscellamento superficiale, defluiscono per infiltrazione e assorbimento verso l'impluvio del Rio Pragisso.

Lo schema di assetto idrogeologico proposto permette quindi di correlare l'ubicazione della zona di risorgenza con le formazioni acquifere in grado di alimentarle

presenti anche oltre i limiti topografici del bacino imbrifero, grazie alla relazione tra permeabilità superficiale/profonda e linee o zone di deflusso sotterraneo.

Al riguardo si evidenzia, come ben noto dalla letteratura e dalla bibliografia sulle sorgenti alpine ed in particolare della Regione Piemonte, che i depositi morenici e detritici (detriti di falda, coni detritici, accumuli di frana, depositi eluviali e colluviali, ecc.) presenti nelle zone montane rappresentano la copertura, di potenza generalmente limitata, dei tipi litologici sottostanti. Pur tuttavia essi esercitano una notevole influenza sul regime di alimentazione delle sorgenti presenti nelle aree montane. Per la loro elevata permeabilità determinano infatti un rallentamento per infiltrazione dello scorrimento delle acque superficiali e agiscono, quando estesi e abbastanza potenti, direttamente da roccia serbatoio. Cosicché si ha apporto continuo e prolungato nel tempo di alimentazione da parte della copertura quaternaria sulla roccia in posto sottostante o, quando questa sia poco permeabile, la formazione di sorgenti al contatto tra materiale di copertura e roccia del substrato.

Il contributo principale alle suddette formazioni acquifere viene certamente dalle precipitazioni meteoriche ed in particolare dallo scioglimento nivale, si evidenzia tuttavia per settori apparentemente aridi e rocciosi come la dorsale in esame che le vaste esposizioni di roccia e soprattutto le pietraie ed il detrito di falda per effetto dell'escursione termica diurna/notturna producono per condensazione significativi quantitativi di acqua (rugiada) che viene catturata per gocciolamento all'interno delle pietraie stesse infiltrandosi rapidamente in profondità. Si tratta di un contributo non trascurabile soprattutto in periodi di scarse precipitazioni. La ridotta permeabilità delle formazioni terrose e limose di natura glaciale sottostanti agisce infine da roccia serbatoio che trattiene l'acqua sotterranea rilasciandola in modo lento ma continuo verso le zone di emergenza che si originano in corrispondenza dell'affioramento topografico del livello impermeabile.

Si ritiene pertanto che la portata dedotta dalle misurazioni biennali si possa considerare cautelativamente media e certamente correlata al fenomeno di risorgenza di un bacino sotterraneo in grado di garantirne l'apporto anche nelle stagioni meno piovose.

Il coefficiente di permeabilità K in simili materiali può variare da $K = 1 \times 10^{-3}$ a $k = 1 \times 10^{-5}$ passando dai depositi superficiali più sciolti a quelli più profondi e maggiormente addensati. Si riporta di seguito la classica tabella di riferimento dei valori del coefficiente di permeabilità per terreni granulari incoerenti (da G. Castany, 1982)

Tab. 17 - Valori del coefficiente di permeabilità. Influenza della granulometria: diametri dei grani e diametri rispettivi.

$K (m/s)$		10^1	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
GRANULOMETRIA	omogenea	Ghiaia			Sabbia		Sabbia molto fine		Silt		Argilla			
	varia	Ghiaia grossa e media		Ghiaia e sabbia		Sabbia e argilla —Limi								
GRADI DI PERMEABILITA		ELEVATA						BASSA					NULLA	
TIPI DI FORMAZIONI		PERMEABILI						SEMI-PERMEABILI					IMPER.	

limiti convenzionali

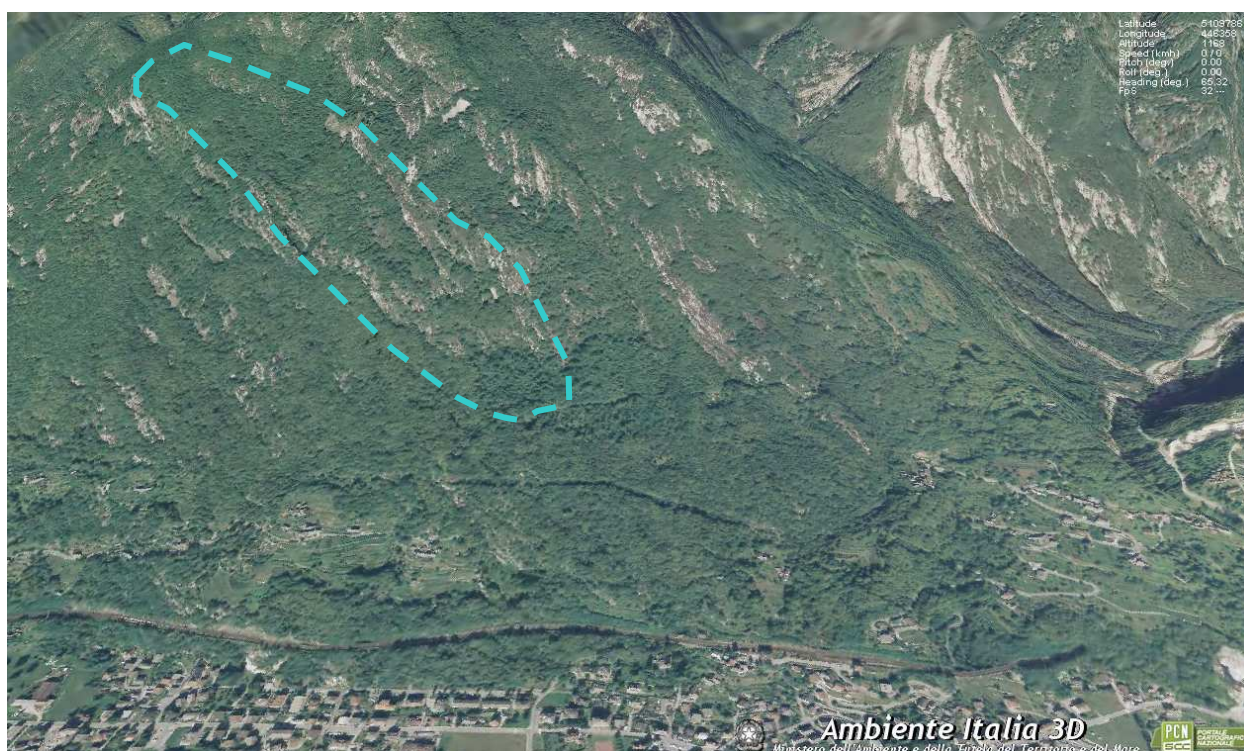


FIG. 4 - IMMAGINE AEREA ESTRATTA DAL PORTALE CARTOGRAFICO NAZIONALE DEL MINISTERO DELL'AMBIENTE SU CUI SI EVIDENZIA LA ZONA DI VERSANTE CHE, PER EFFETTO DEL CONTROLLO MORFOSTRUTTURALE ESERCITATO DALLA GIACITURA DEI LINEAMENTI ROCCIOSI, CONVOGLIA ATTRAVERSO IL DEFLUSSO SOTTERRANEO ACQUE SUPERFICIALI ESTERNE AL CORONAMENTO TOPOGRAFICO DELL'EFFETTIVO BACINO IMBRIFERO VERSO LA ZONA DI RISORGENZA DELL'IMPLUVIO DEL RIO PRAGISSO, CHE È BEN RICONOSCIBILE ANCHE PER LA DIVERSA COPERTURA FORESTALE.

2. RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA

2.1. INTRODUZIONE

In ottemperanza alla recente normativa di carattere geotecnico si propone di seguito una caratterizzazione dei depositi che formano primi metri di sottosuolo sui quali sorge il fabbricato di centrale in relazione alle condizioni di stabilità dello stesso e delle opera in progetto, seppure di modesta entità.

Le NTC di cui al DM 14.01.2008 prevedono, come noto, la verifica agli stati limite (di esercizio e ultimi) anziché la verifica alle tensioni ammissibili come il precedente DM 11.03.88. In tal senso la caratterizzazione per la stima dei parametri di resistenza a taglio viene eseguita agli SLU (stati limite ultimi) che considerano in via prudenziale la condizione più critica in cui l'opera non è in grado di svolgere la funzione per la quale è stata progettata. Nella trattazione seguente si considera, in funzione della dimensione dell'intervento e della relativa uniformità delle caratteristiche granulometriche dei materiali interessati, che il deposito di conoide sia omogeneo e pertanto i parametri caratteristici del terreno (in particolare l'angolo d'attrito ϕ e la coesione C) non presentano significative variazioni con la posizione e la profondità, almeno per lo strato superficiale interessato dal campo di applicazione delle sollecitazioni indotte dal nuovo manufatto.

In funzione alle suddette premesse si esegue una caratterizzazione basata sull'acquisizione di dati disponibili allo scrivente e di dati reperibili in letteratura per poter ricavare i parametri caratteristici in modo statistico.

Per tale motivazione i valori caratteristici dei parametri geotecnici dovranno corrispondere a una stima cautelativa del valore medio misurato, ovvero per congruità con il nuovo D.M. 14/01/2008 i parametri caratteristici dovranno statisticamente corrispondere al cosiddetto quinto percentile dei valori possibili.

La scelta dei parametri di resistenza a taglio dovrà individuare dunque dei parametri sufficientemente cautelativi in modo che la possibilità di ottenere valori inferiori a quelli individuati non superi il 5% delle probabilità.

Tenendo conto delle suddette considerazioni si procede dunque alla caratterizzazione dei depositi considerando un campo di variazione piuttosto ampio dei

parametri geotecnici di riferimento in relazione alla presenza di materiali piuttosto con granulometria piuttosto eterogenea.

2.1.1. Caratteri geotecnici dei depositi alluvionali

Si tratta di materiali incoerenti che soprattutto in superficie presentano un grado di addensamento medio basso ma un valore piuttosto elevato dell'angolo di attrito per la presenza di una abbondante frazione grossolana in clasti di forma subangolosa.

In profondità invece raggiungono un notevole addensamento soprattutto in presenza di matrice fine sabbioso-limosa che fornisce in questi casi un contributo in termini di coesione apparente non trascurabile.

Considerando che la caratterizzazione geotecnica è riferita alla porzione superficiale dei depositi alluvionali nella seguente trattazione si considera un litotipo di natura sabbioso ghiaiosa con minima frazione limosa trascurando sia il contributo della frazione grossolana sia l'eventuale pseudocoesione.

Occorre ricordare, che per la loro stessa natura, il comportamento meccanico di materiali non coesivi, a causa della difficoltà di prelevare dei campioni indisturbati e/o ricostituiti in laboratorio, viene dedotto dalle correlazioni semiempiriche che legano i risultati di alcune prove-standard ai parametri di resistenza e deformabilità di litotipi sabbiosi, o ghiaioso-sabbiosi come nel caso in esame.

In genere si utilizzano le correlazioni che associano la densità relativa dei depositi in situ (D_R), dopo aver desunto quest'ultima dai risultati di prove penetrometriche statiche e/o dinamiche.

Dalle prove convenzionali di laboratorio per definire le curve sforzi-deformazioni, è noto come per questi materiali non coesivi, ai fini della resistenza al taglio sia fondamentale il parametro che definisce l'indice dei vuoti. Nel corso delle prove, partendo da un campione di sabbia sciolta ($e_0 = 0.85$), questo valore si riduce progressivamente con il procedere delle deformazioni fino ad un valore (indice dei vuoti critico) raggiunto il quale il materiale continua a deformarsi senza variazioni di volume e resistenza. Nel caso di sabbia densa ($e_0 = 0.60$) il valore di resistenza che ne deriva è sensibilmente maggiore perché per portare a rottura il provino occorre spendere energia sia per il lavoro effettuato dalle forze di attrito interno relative alla rotazione e

traslazione dei granuli sia per produrre l'aumento di volume, senza il quale non c'è deformazione, contrastato dalla componente normale dello sforzo applicato.

Pertanto l'angolo di attrito non rispecchia soltanto l'attrito interno tra i grani e si parla quindi più propriamente di resistenza al taglio che dipende anche dall'attrito che si mobilita tra le particelle nel corso degli scorrimenti e rotazioni e dal grado del loro mutuo incastro.

Utilizzando la schematizzazione proposta da Rowe (1962), il valore dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' può essere interpretato come la somma dei tre contributi:

- l'attrito tra i grani
- il lavoro dovuto alle variazioni di volume (dilatanza)
- il lavoro dovuto al riassetamento dei grani (quando l'indice dei vuoti raggiunge il valore critico)

In sintesi nelle prove emerge che allo stato di massima densità relativa il valore massimo dell'angolo di resistenza al taglio dipende proprio dall'attrito tra i grani e dall'energia spesa per l'aumento di volume.

La marcata dipendenza dalla densità relativa dimostra come tale parametro sia quello che maggiormente influenza la scelta del valore dell'angolo di resistenza al taglio.

Nel caso specifico viene pertanto utilizzata la correlazione ϕ e D_R proposta da Schmertmann (1978) e quella proposta da De Mello (1971) che mette in relazione i risultati di prove N_{SPT} e ϕ .

Da lavori eseguiti su materiali simili è noto che la resistenza dedotta da prove penetrometriche è variabile da 10÷30 colpi/piede per i materiali granulari con medio addensamento fino ad un massimo di 20÷30 colpi/piede.

Per ulteriore controllo della validità del dato di densità relativa e della correttezza dei valori di N_{SPT} , quindi del corrispondente valore dell'angolo di attrito interno, si è fatto ricorso anche ad altre correlazioni da cui è possibile ricavare il valore dell'angolo d'attrito ϕ attraverso i grafici che propongono le seguenti correlazioni, ottenute mediante prove dirette su materiali analoghi:

- D_R e N_{SPT} da Terzaghi e Peck (1967)
- D_R e N_{SPT} da Gibbs e Holtz (1957)
- D_R e N_{SPT} da Bazaraa (1967)

Utilizzando più correlazioni si esegue infatti un controllo incrociato tra l'attendibilità dei valori assunti e quelli ricavati.

In particolare da Terzaghi e Peck (1967) e da Gibbs e Holtz (1957) è possibile ricavare per un materiale sciolto un valore indicativo di densità relativa che permette entrare nei grafici che esprimono la correlazione con l'angolo di attrito.

Per materiali sciolti con valori N_{SPT} pari a 10÷30 colpi/piede si ricava infatti un grado di addensamento D_R variabile da 35% a 65% rispetto alla massima densità raggiungibile, tale dato è confermato anche dalla correlazione di Bazaraa (1967), che esprime un valore di densità relativa $D_R \geq 50\%$.

Tuttavia in assenza di prove dirette e considerando la presenza di materiale rielaborato e molto superficiale si introduce prudenzialmente un valore di $D_R = 30\%$ nell'utilizzo delle correlazioni di Schmertmann (1978) e De Mello (1971).

Entrando nei grafici suddetti con un valore di D_R compreso pari a 30% della massima densità si ottiene quindi una conferma ed una riduzione della correttezza del dato di resistenza alla penetrazione N_{SPT} (compresa tra 10÷30 colpi/piede), per la quale, con una pressione verticale efficace σ_{VO} proporzionale al carico statico del terreno alla profondità considerata, si ottiene infatti un valore dell'angolo di attrito interno compreso $35^\circ \leq \phi \leq 45^\circ$ al variare della granulometria del sedimento.

Prudenzialmente si adottano i seguenti parametri geotecnici sulla base dei quali nel capitolo seguente si esegue la determinazione dei parametri caratteristici ai sensi del D.M. 14.01.2008 (la relazione geotecnica di PRGC attribuisce a questi materiali un valore medio di $\phi_{med} = 35^\circ$):

angolo di resistenza al taglio

$$\phi_{min} = 32^\circ$$

$$\phi_{max} = 38^\circ$$

$$\phi_{probabile} = 35^\circ$$

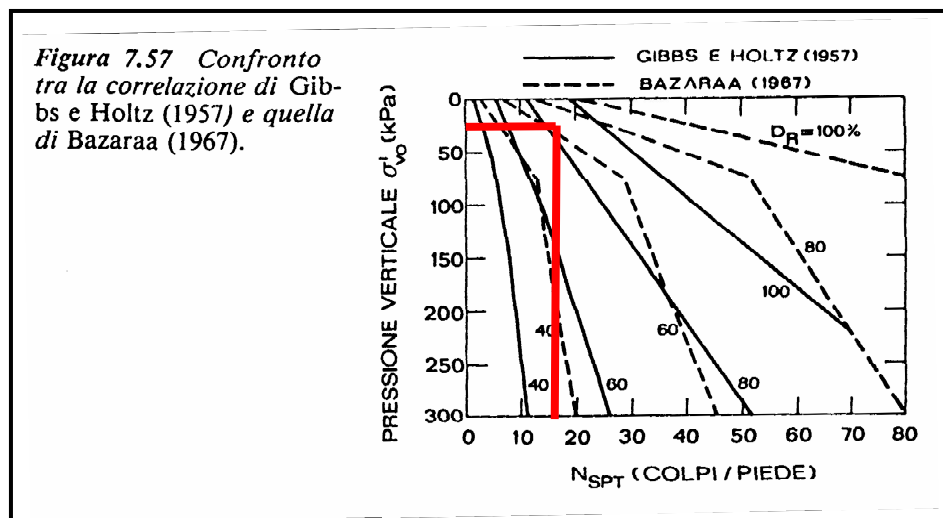
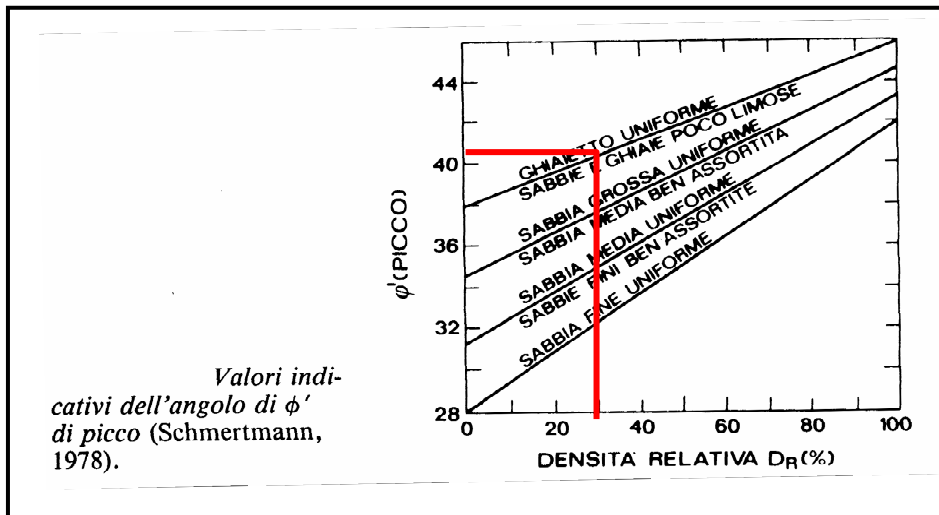
coesione

$$C = 0 \text{ kN/m}^2$$

peso di volume

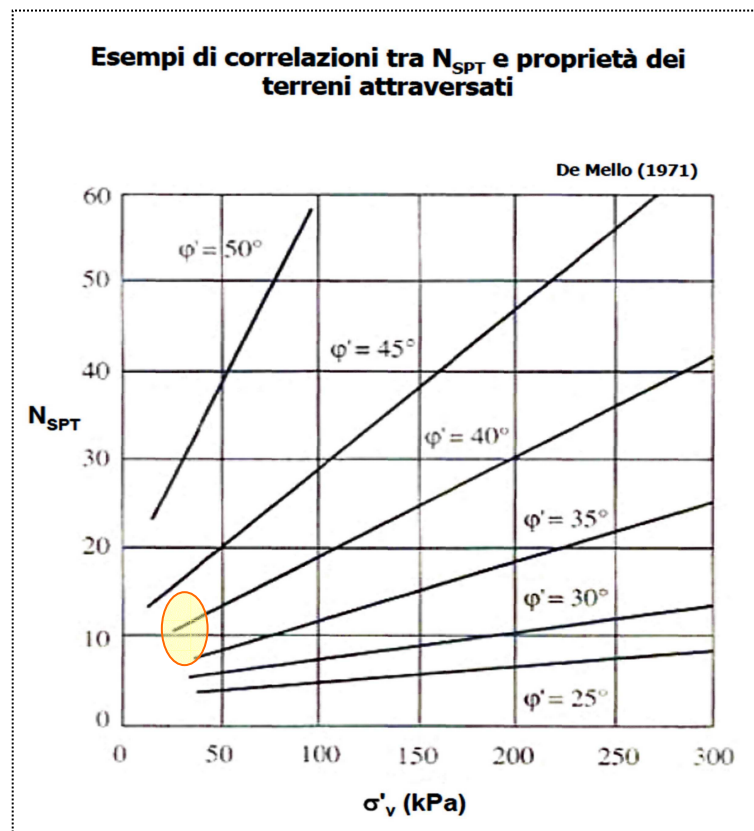
$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Si riportano di seguito i grafici menzionati in precedenza su cui si evidenziano le correlazioni utilizzate.



Esempi di correlazioni tra N_{SPT} e proprietà dei terreni attraversati

N_{SPT}	DENSITÀ RELATIVA	
	Terzaghi-Peck (1948)	Gibbs-Holtz (1957)
0-4	molto sciolta	0-15%
4-10	sciolta	15-35%
10-30	media	35-65%
30-50	densa	65-85%
> 50	molto densa	85-100%



2.1.2. Determinazione dei parametri caratteristici

Dovendo affrontare un approccio statistico per determinare il valore dei parametri caratteristici si precisa che in un terreno omogeneo, ovvero non stratificato come il caso in esame, è necessario individuare quel valore dell'angolo di attrito, rappresentativo del deposito in esame, che ha solo una probabilità inferiore al 5% di essere statisticamente minore del parametro caratteristico stesso che è stato determinato.

Per un terreno omogeneo i possibili valori di ϕ assumono una distribuzione normale (o gaussiana) in cui la media, la moda e la mediana coincidono.

Si ricorda che la media corrisponde alla media aritmetica. La moda rappresenta il punto di massima elevazione della curva di distribuzione gaussiana ed infine si definisce mediana il valore al quale è associata una probabilità di 0,5 (ovvero pari al 50% delle probabilità).

Per ottenere il quinto percentile occorre quindi conoscere il valore medio e la deviazione standard, che rappresenta la dispersione dei parametri del terreno intorno al valore medio.

E' possibile scrivere l'espressione della curva $p(z)$ della distribuzione normale nel seguente modo:

$$p(z) = 1/\sqrt{2\pi} \exp(-1/2 Z^2) \quad (1)$$

dove:

$$Z = \frac{x - \mu(x)}{\sigma(x)} \quad (2)$$

Nella equazione (2):

x = parametro cercato;

$\mu(x)$ = valore medio;

$\sigma(x)$ = deviazione standard intorno al valore medio.

Essendo pertanto $p(z)$ la probabilità che il parametro x sia quello rappresentativo, Z può essere tabellata in funzione della probabilità P . La grandezza Z varia anch'essa (come la probabilità) nell'intervallo da $+\infty$ a $-\infty$ e assume valori compresi all'interno del range -3,5 / +3,5 per probabilità P comprese tra lo 0,023% e il 99,977%.

Fissato quindi a priori il valore di P si può ricavare il corrispondente valore di Z.

Nella fattispecie poiché si deve ottenere il valore corrispondente alla probabilità di 0,05 (5%) Z corrisponde a -1,645 e diventa una costante per cui l'equazione (2) può essere riscritta così:

$$x = \mu(x) - 1,645\sigma(x) \quad (3)$$

Pertanto nota la media e la deviazione standard della popolazione di misure relative ai parametri di un determinato litotipo la formula (3) ci consente di calcolare il corrispondente valore limite x dopo avere fissato una probabilità di non superamento, nel nostro caso pari a 0,05 (5%).

Nel caso specifico, in cui in assenza di un significativo numero “n” di dati ottenuti da misure in sito, si ricorre a valori desunti dalla letteratura e confermati da precedenti indagini in aree limitrofe sugli stessi materiali, è necessario introdurre un ulteriore coefficiente correttivo per essere certi di avere individuato il parametro caratteristico rappresentativo. In tali casi l'applicazione della successiva formula vale sia per resistenze non compensate da misure estrapolate sia per resistenze compensate o non compensate dedotte da misure dirette.

Si introduce quindi il concetto di Coefficiente di Variazione che corrisponde al rapporto $\sigma(x) / \mu(x)$ (detto C.O.V.) e pertanto l'equazione (3) diventa:

$$x = \mu(x)[1 + ZC.O.V.] \quad (4)$$

Nel caso specifico quindi, in base alla teoria del calcolo probabilistico sopra sinteticamente esposto, per ottenere il parametro caratteristico del terreno di posa delle fondazioni del nuovo fabbricato, si adotta la suddetta equazione, valida anche nel caso di resistenze compensate (terreno omogeneo) che può essere espressa come:

$$x_{\min} 5\% = x_{\text{medio}} 5\% = \mu(x)[1 - 1,645C.O.V.] \quad (5)$$

Per la stima dei valori di $\mu(x)$ e del C.O.V. si può fare ricorso alle seguenti relazioni (Cherubini e Orr, 1999):

$$\mu(x) \cong \frac{a + 4b + c}{6} \quad (6)$$

$$C.O.V. \cong \frac{c - a}{a + 4b + c} \quad (7)$$

dove:

a = valore minimo stimato del parametro x

b = valore più probabile stimato del parametro x

c = valore massimo stimato del parametro x

Sulla base della caratterizzazione precedentemente descritta, eseguita mediante l'acquisizione e l'elaborazione di dati di letteratura si ottengono i seguenti valori di ϕ :

- $\phi_{\min} = 32^\circ$
- $\phi_{\max} = 38^\circ$
- $\phi_{\text{probabile}} = 35^\circ$

Applicando le relazioni suddette si ottiene pertanto:

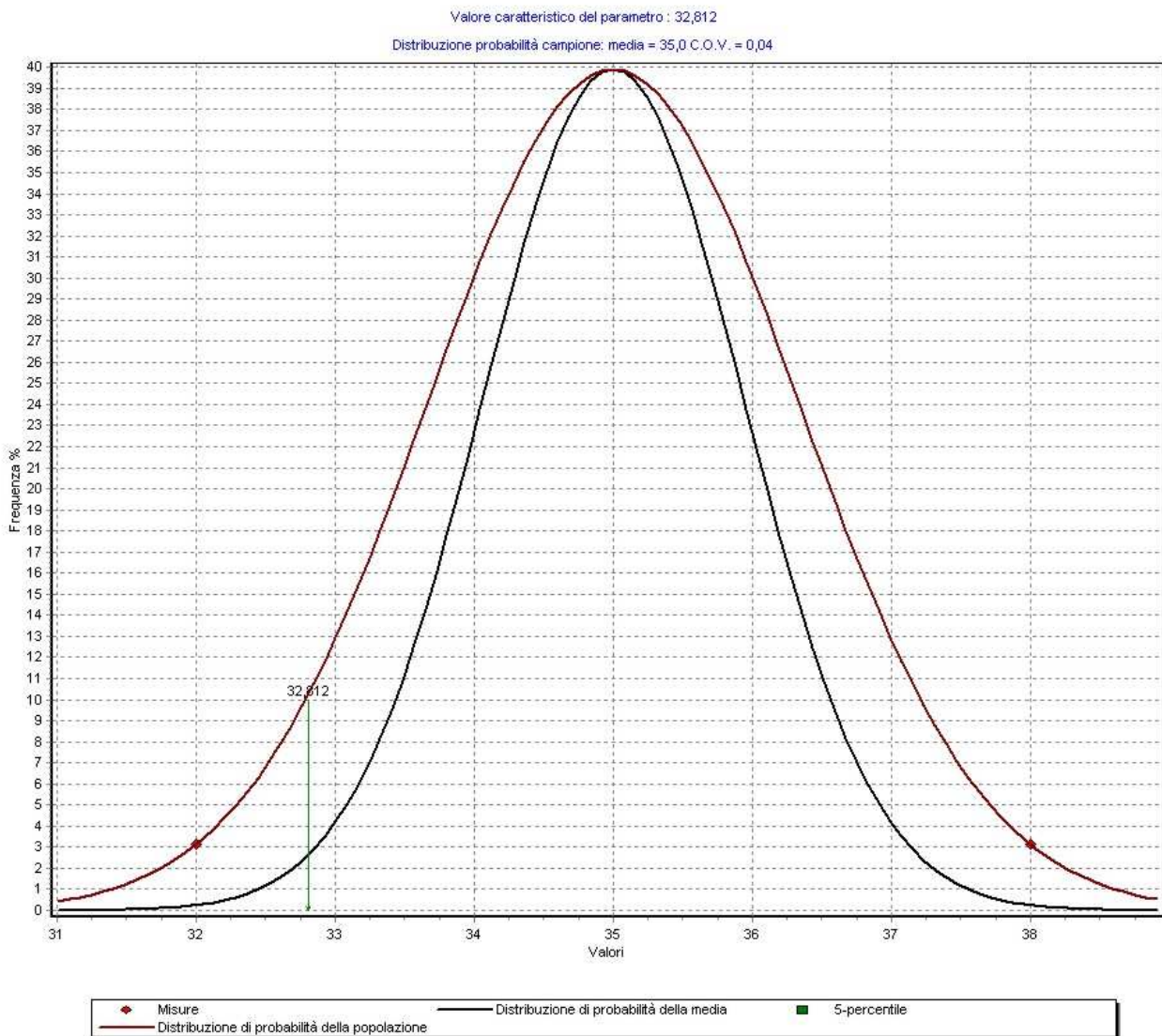
$$\mu(x) \cong \frac{a + 4b + c}{6} = \frac{\tan 32^\circ + 4 \tan 35^\circ + \tan 38^\circ}{6} \quad (8)$$

$$C.O.V. \cong \frac{c - a}{a + 4b + c} = \frac{\tan 38^\circ - \tan 32^\circ}{\tan 32^\circ + 4 \tan 35^\circ + \tan 38^\circ} \quad (9)$$

Da cui è ora possibile stimare il valore di angolo d'attrito caratteristico del terreno, ovvero il valore corrispondente al quinto percentile della popolazione per valori di angolo d'attrito $30^\circ \leq \phi \leq 37^\circ$ mediante la seguente relazione:

$$\tan \phi_k = \mu(\phi) [1 - 1.645 C.O.V.] = 0.70 [1 - 1.645 \times 0.038] = 0.66 \cong 33,4^\circ \quad (10)$$

Il dato ottenuto è confermato anche dall'elaborazione dei medesimi dati di ingresso, ottenuto mediante apposito foglio di calcolo (kappaGEO della società di software Program Geo): in questo caso il risultato esprime un valore dell'angolo di attrito caratteristico $\phi = 32,8^\circ$.



Dr. Geol. Claudio Gagliardi Str. Provinciale, 51, 28855 Masera (VB)

Sulla base delle conoscenze attuali e dei dati disponibili in relazione alla suddetta elaborazione statistica si caratterizza il terreno oggetto dell'intervento con i seguenti parametri geotecnici rappresentativi:

angolo di resistenza al taglio	$\phi_{\text{caratteristico}} = 33^\circ$
coesione	$C = 0 \text{ kN/m}^2$
peso di volume	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

2.2. AZIONE SISMICA

In ottemperanza alla normativa citata in premessa, per il Comune di Crevoladossola che è classificato in Zona sismica 3 ovvero nelle aree con livello di rischio basso, si propone la seguente caratterizzazione sismica del terreno ai sensi della classificazione del territorio nazionale di cui all'Ordinanza P.C.M. n.3274/2003 con specifico riferimento alla recente DGR del Piemonte n. 11-13058 del 19.01.2010.

Si ricorda che la suddetta Ordinanza ha portato alla suddivisione del territorio in 4 “zone sismiche” contraddistinte da un diverso valore del parametro a_g , definito come “*accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A*” ed espresso come frazione dell’accelerazione di gravità “g” che per i Comuni in Zona 3 vale 0.15 g.

Sulla base delle ultime direttive anche in questo caso la progettazione di nuove strutture dovrà essere condotta secondo i criteri previsti dalla specifica normativa inizialmente proposta negli allegati tecnici della stessa OPCM 3274/2003 e s.m.i. (a sua volta riferita alla Normativa Europea EN 1998, Eurocodice 8, per la progettazione in zona sismica) poi ripresi nelle “NTC 2008” di cui al recente D.M. 14.01.2008.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A** quale definita al paragrafo seguente), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$. In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

Nei paragrafi seguenti per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T^*_C necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La normativa definisce le differenti categorie (Tabella 3.2.II delle NTC/2008) di depositi in funzione della stima della velocità media delle onde sismiche di taglio (V_s) degli strati di terreno dei primi 30 metri di sottosuolo ($V_{s,30}$), nonché del numero medio di N_{SPT} ottenuti in una prova penetrometrica standard o, ancora, della coesione non drenata C_u .

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Nel caso specifico, in relazione alla assenza di prove dirette (profilo MASW), si ricorre alla conoscenza specifica dei luoghi, ai caratteri geomorfologici generali ed ai dati reperibili in letteratura, con particolare riferimento alla relazione geologica redatta a supporto del vigente P.R.G.C. ed è pertanto possibile attribuire il complesso formato dai depositi di copertura glaciale alla Categoria E.

La descrizione del moto sismico sul piano di fondazione può avvenire attraverso lo spettro di risposta elastico (o, in alternativa, mediante accelerogrammi) riferito alle tre componenti ortogonali in cui si può decomporre il moto: due orizzontali, eguali ed indipendenti, ed una verticale.

In particolare, lo spettro di risposta elastico orizzontale è dato dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T, \tag{3.2.5}$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55, \tag{3.2.6}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \tag{3.2.7}$$

dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3, \tag{3.2.8}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \tag{3.2.9}$$

Per la componente verticale si ha:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Anche i valori dei parametri che definiscono la forma dello spettro derivano da indagini di risposta sismica locale; in mancanza di dati oggettivi si può far riferimento ai valori proposti nelle Norme Tecniche e riportati nelle seguenti tabelle:

Categorie di suolo	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0.15	0.4	2,0
B,C,E	1,25	0.15	0.5	2,0
D	1,35	0.20	0.8	2,0

Tabella n.2 - Valori dei parametri S , T_B , T_C , T_D per le espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.

Categorie di suolo	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A, B, C, D, E	1,00	0.05	0.15	1,0

Tabella n.3 - Valori dei parametri S , T_B , T_C , T_D per le espressioni dello spettro di risposta elastico della componente verticale.

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo ai criteri esposti nel § 3.2.3. del D.M. 14.01.2008.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

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

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($S_T = 1$).

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Nel caso in esame trattandosi di un'area di conoide molto piatta e distale rispetto alla zona di apice la pendenza media del terreno, prossima a 4° circa, definisce per il sito una **Categoria topografica T3**.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g.$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I. del D.M. 14/2008, di seguito riportata.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per un puntuale controllo delle effettive risposte alle sollecitazioni sismiche del terreno si utilizza il foglio elettronico di calcolo messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici che fornisce, per tutti i Comuni del territorio nazionale, la possibilità di ricavare gli spettri di risposta dell'accelerazione sismica nelle componenti orizzontale e verticale in funzione delle categorie di suolo e delle condizioni di input introdotte (si riportano di seguito le tabelle relative ai valori dei vari parametri ottenuti).

INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta

ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

8,29102

LATITUDINE

46,14285

☐ Ricerca per comune

REGIONE

Piemonte

PROVINCIA

Verbano Cusio Ossola

COMUNE

Crevoladossola

Elaborazioni grafiche

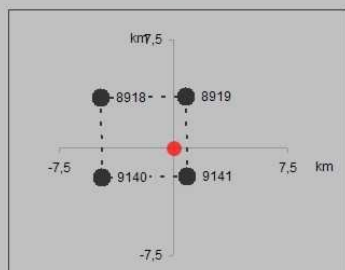
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- ☒ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$ info
SLD - $P_{VR} = 63\%$ info

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$ info
SLC - $P_{VR} = 5\%$ info

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

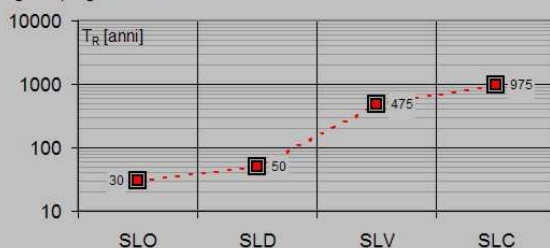
Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- - □ - - Strategia per costruzioni ordinarie

- - ■ - - Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_s = 1,600$

$C_c = 1,890$ info

$h/H = 0,200$

$S_T = 1,000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)

$\eta = 1,000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0

Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q

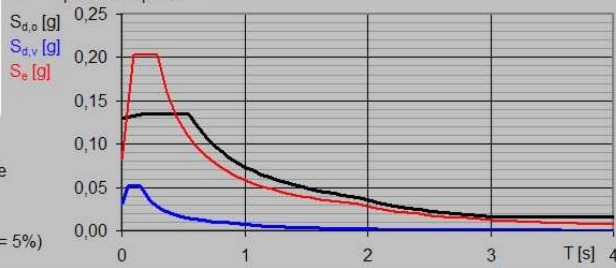
$\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,081 g
F_a	2,494
T_C^*	0,289 s
S_s	1,600
C_C	1,890
S_T	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,600
η	0,417
T_B	0,182 s
T_C	0,546 s
T_D	1,926 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,130
$T_B \leftarrow$	0,182	0,135
$T_C \leftarrow$	0,546	0,135
	0,611	0,121
	0,677	0,109
	0,743	0,099
	0,808	0,091
	0,874	0,084
	0,940	0,079
	1,006	0,073
	1,071	0,069
	1,137	0,065
	1,203	0,061
	1,268	0,058
	1,334	0,055
	1,400	0,053
	1,466	0,050
	1,531	0,048
	1,597	0,046
	1,663	0,044
	1,728	0,043
	1,794	0,041
	1,860	0,040
$T_D \leftarrow$	1,926	0,038
	2,024	0,035
	2,123	0,032
	2,222	0,029
	2,321	0,026
	2,419	0,024
	2,518	0,022
	2,617	0,021
	2,716	0,019
	2,815	0,018
	2,913	0,017
	3,012	0,016
	3,111	0,016
	3,210	0,016
	3,309	0,016
	3,407	0,016
	3,506	0,016
	3,605	0,016
	3,704	0,016
	3,802	0,016
	3,901	0,016
	4,000	0,016

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,031 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,960
S	1,000
γ	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,031
$T_B \leftarrow$	0,050	0,052
$T_C \leftarrow$	0,150	0,052
	0,235	0,033
	0,320	0,024
	0,405	0,019
	0,490	0,016
	0,575	0,014
	0,660	0,012
	0,745	0,010
	0,830	0,009
	0,915	0,009
$T_D \leftarrow$	1,000	0,008
	1,094	0,007
	1,188	0,006
	1,281	0,005
	1,375	0,004
	1,469	0,004
	1,563	0,003
	1,656	0,003
	1,750	0,003
	1,844	0,002
	1,938	0,002
	2,031	0,002
	2,125	0,002
	2,219	0,002
	2,313	0,001
	2,406	0,001
	2,500	0,001
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,000

Pertanto, nel caso in esame, in presenza di terreni ricadenti nella categoria di suolo E, per l'area in esame si ottengono i seguenti parametri:

Categoria di suolo E	Parametri			
	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
Spettro di risposta elastico orizzontale	1,600	0.182	0.546	1,926
Spettro di risposta elastico verticale	1,000	0,050	0,150	1,00

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima sul suolo che si ottiene in questo caso vale $a_g = 0,081$ g, come previsto dalla recente normativa la componente verticale invece vale $a_{gv} = 0,031$ g.

L'accelerazione massima attesa al sito valutata con la relazione:

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

risulta pertanto pari a:

$$a_{max} = S \times a_g = 0,129$$

essendo

$$S_S = 1,6$$

$$S_T = 1,0$$

$$A_g = 0,081$$

Sulla base del valore di a_g e dei suddetti parametri, tenuto conto che il moto più significativo ai fini della verifica sismica delle opere è quello orizzontale, corrispondente agli spostamenti del terreno prodotti appunto dalle onde S, è possibile valutare i valori massimi dello spostamento (d_g) e della velocità orizzontale (v_g) del suolo attraverso le seguenti espressioni:

$$d_g = 0.025 \times S_S \times T_C \times T_D \times a_g = 0.025 \times 1.6 \times 0.546 \times 1.926 \times 0.081 = 0.0034 \text{ m}$$

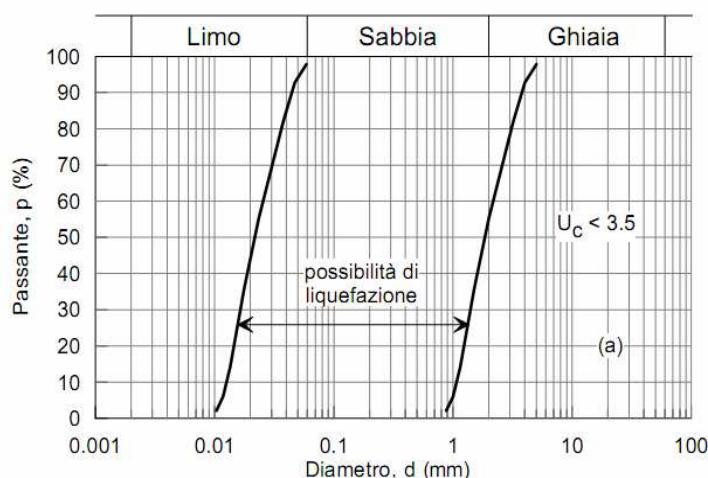
$$v_g = 0.16 \times S_S \times T_C \times a_g = 0.16 \times 1.6 \times 0.546 \times 0.081 = 0.011 \text{ m/s}$$

I valori sopra esposti sono di riferimento per il tecnico progettista che dovrà tenere conto dell'azione sismica e dei parametri geotecnici, esplicitati di seguito ai sensi delle NTC 2008.

2.2.1. Esclusione dalla verifica alla liquefazione

La verifica a liquefazione, come precisato al punto 7.11.3.4.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (di cui si riporta di seguito il paragrafo inerente) può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



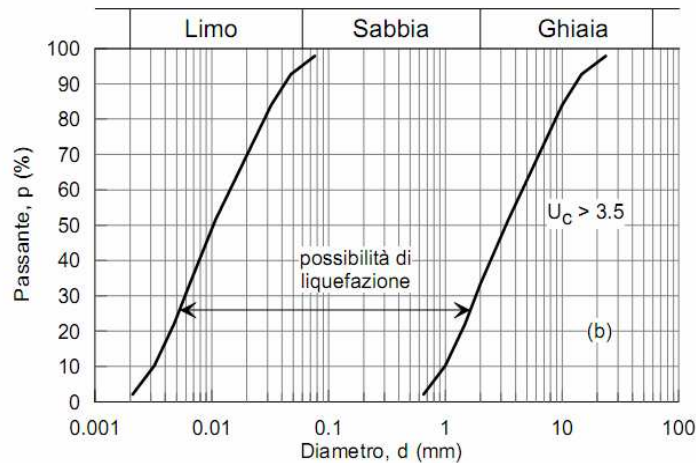


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Avendo determinato in precedenza il valore dell'accelerazione massima attesa al sito secondo la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g.$$

da cui si ottiene:

$$a_{\max} = S \times a_g = 0,146 \geq 0,100$$

in assenza di un orizzonte acquifero continuo e dello spessore comunque limitato dei depositi alluvionali a ridosso del piede del versante si ritiene di poter attribuire il sito al caso di esclusione dalla verifica di liquefazione dei terreni in relazione ai punti 3 e 5. Per quest'ultimo in particolare l'eterogeneità dei depositi di conoide definisce un fuso granulometrico che ricade all'esterno degli intervalli (sabbie uniformi e gradate) riportati nelle figure 7.11.1..

2.3. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI POSA DELLE FONDAZIONI

L'espressione più generale per il calcolo di Q_{LIM} fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970), derivata principalmente da Terzaghi (1943), che prevede per la valutazione del carico limite una serie di fattori correttivi:

$$Q_{lim} = \left(\frac{1}{2} \gamma' B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \right) + \left(c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \right)$$

dove:

(N_{γ} , N_c e N_q sono fattori di capacità portante)

- ◆ $N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$
- ◆ $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$
- ◆ $N_q = \tan^2 (45^\circ + \varphi'/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'}$
- ◆ $s_{\gamma} = 1 - 0.4 B/L$
- ◆ $s_c = 1 + B/L \cdot \tan \varphi'$
- ◆ $s_q = 1 + B/L \cdot N_q/N_c$
- ◆ $B = B_{reale} - 2 \cdot e$
- ◆ d_q (per profondità $D/B < 1$) = $1 + 2 \cdot D/B \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2$
- ◆ $d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \cdot \tan \varphi')$
- ◆ i_{γ} , i_c e i_q sono fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico e che nel caso in esame valgono 1;
- ◆ b_{γ} , b_c e b_q sono fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione e che nel caso in esame valgono 1.
- ◆ g_{γ} , g_c e g_q sono fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna e che nel caso in esame valgono 1.

Avendo attribuito coesione nulla al terreno il secondo termine dell'espressione si annulla per cui q_{LIM} vale:

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma' B * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} * b_{\gamma} * g_{\gamma} + q' * N_q * s_q * d_q * i_q * b_q * g_q$$

La verifica geotecnica di seguito proposta viene eseguita considerando i valori di progetto dei parametri geotecnici e delle azioni ai sensi del T.U. 2008 e s.m.i. In particolare, la verifica di stabilità allo SLU è stata effettuata secondo l'Approccio 1 in Combinazione 2 (A2+M2+R2) secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.4.I, 6.2.II e 6.2.I del TU.

La disequazione da verificare è

$$E_d \leq R_d = \frac{R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]}{\gamma_R}$$

Che può essere scritta anche come:

$$\gamma_R \leq \frac{R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]}{E_d}$$

in cui $\gamma_R = 1,8$ nel caso dell'Approccio 1 e $\gamma_R = 2,3$ nel caso dell'Approccio 2 rappresenta praticamente il valore minimo del coefficiente di sicurezza globale che deve risultare dal rapporto delle resistenza calcolata con i parametri di progetto e l'azione (o effetto dell'azione). I valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati per la valutazione della capacità portante sono:

- ◆ angolo di attrito interno $\phi = 33^\circ$
- ◆ coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
- ◆ peso di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Nel caso dell'Approccio 1 – Combinazione 2: (A2+M2+R2) si apportano le

seguenti fattorizzazioni dei parametri geotecnici:

$$M2 = 1.25$$

$$R2 = 1.8$$

essendo $\phi_{caratteristico} = 33^\circ$ si ottiene:

$$\tan \phi'_{t,d} = \frac{\tan \phi'_{t,k}}{1,25} \rightarrow \phi'_{t,d} = 27,5^\circ$$

Nel caso dell'Approccio 2 – (A1+M1+R3) si apportano le seguenti fattorizzazioni dei parametri geotecnici:

$$M1 = 1.0$$

$$R3 = 2.3$$

essendo $\phi_{caratteristico} = 33^\circ$ si ottiene

$$\tan \phi'_{t,d} = \frac{\tan \phi'_{t,k}}{1,0} \rightarrow \phi'_{t,d} = 33^\circ$$

Si riportano nelle tabelle seguenti i risultati ottenuti, applicando le formule di Terzaghi, Meyerhof e Brinch Hansen per una tipologia di fondazione standard di tipo nastriforme continua di larghezza pari ad 0,8 m posta alla profondità di 1,0 m dal piano campagna, a titolo indicativo del valore di capacità portante del terreno su cui sorge il fabbricato esistente oggetto di ristrutturazione edilizia.

Nell'elaborazione di calcolo il piano campagna ed il piano di posa della fondazione sono orizzontali.

Le elaborazioni sono eseguite con un software applicativo, denominato QSB versione 2, della ditta Program Geo e permettono di introdurre anche l'azione sismica in termini di massima accelerazione attesa in sito. Come previsto dalle NTC/2008 l'output esprime i risultati sia in termini di tensioni ammissibili sia in termini di SLU/SLV, di quest'ultimi si riportano di seguito i risultati.

I risultati ottenuti con l'applicazione delle diverse procedure sono di seguito

rieepilogati in tabella ed evidenziano la variabilità della capacità portante in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, ma soprattutto in relazione all'applicazione di metodi di calcolo più restrittivi, come nel caso dell'Approccio 1 – Combinazione 2 del D.M. 14.01.2008 in cui si introduce un fattore di riduzione pari a 1,25 del parametro caratteristico fondamentale che è l'angolo d'attrito del terreno.

Si ribadisce in ogni caso che la presente indagine geotecnica, svolta in ottemperanza ai disposti delle nuove NTC 2008, intende esclusivamente fornire una corretta indicazione dei parametri caratteristici del terreno in rapporto al valore indicativo della capacità portante che è funzione della tipologia di fondazione e degli effettivi carichi di esercizio del fabbricato.

APPROCCIO GEOTECNICO	AUTORE	Q _{SLU} FONDAZIONE NASTRIFORME
APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2 (A1 + M2 +R2) D.M. 14.01.2008	TERZAGHI	1,66 kg/cm ²
	MEYERHOF	1,61 kg/cm ²
	BRINCH-HANSEN	1,65 kg/cm ²
APPROCCIO 2 (A1 + M1 +R3) D.M. 14.01.2008	TERZAGHI	2,50 kg/cm ²
	MEYERHOF	2,43 kg/cm ²
	BRINCH-HANSEN	2,38 kg/cm ²

VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE D.M. 14.01.2008 APP. 1 COMB. 2



Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto - Comune di Crevoladossola Data: Marzo 2017

Riferimenti: Fondazione tipo nastriforme continua

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo il D.M. 14.01.2008 App.I Comb.2 condizioni drenate Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	0,8
Lunghezza della fondazione (m):	15
Profondità di posa lato destro (m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,5

Metodo di calcolo:	Terzaghi stato limite ultimo
--------------------	------------------------------

Fattori di forma

Sc:	1	Sq:	1	Sy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori di profondità

Dc:	1	Dq:	1	Dy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione carico

lc:	1	lq:	1	ly:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione pendio

Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1,25
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1,25
Coefficiente di sicurezza globale:.....	1,8
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	1,66
Profondità del cuneo efficace (m):	0,74
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,13



Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto - Comune di Crevoladossola Data: Marzo 2017

Riferimenti: Fondazione tipo nastriforme continua

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo il D.M. 14.01.2008 App.I Comb.2 condizioni drenate Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	0,8
Lunghezza della fondazione (m):	15
Profondità di posa lato destro (m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,5

Metodo di calcolo:	Meyerhof stato limite ultimo
--------------------	------------------------------

Fattori di forma

Sc:	1,03	Sq:	1,01	Sy:	1,01
-----	------	-----	------	-----	------

Fattori di profondità

Dc:	1,21	Dq:	1,1	Dy:	1,1
-----	------	-----	-----	-----	-----

Fattori inclinazione carico

Ic:	1	Iq:	1	Iy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione pendio

Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1,25
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1,25
Coefficiente di sicurezza globale:.....	1,8
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	1,61
Profondità del cuneo efficace (m):	0,74
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,13



Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto - Comune di Crevoladossola Data: Marzo 2017

Riferimenti: Fondazione tipo nastriforme continua

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo il D.M. 14.01.2008 App.I Comb.2 condizioni drenate Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	0,8
Lunghezza della fondazione (m):	15
Profondità di posa lato destro (m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,5

Metodo di calcolo:	Brinch Hansen modificato stato limite ultimo
--------------------	--

Fattori di forma

Sc:	1	Sq:	1,02	Sy:	0,98
-----	---	-----	------	-----	------

Fattori di profondità

Dc:	1,25	Dq:	1,19	Dy:	1
-----	------	-----	------	-----	---

Fattori inclinazione carico

Ic:	1	Iq:	1	Iy:	0,68
-----	---	-----	---	-----	------

Fattori inclinazione pendio

Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1,25
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1,25
Coefficiente di sicurezza globale:.....	1,8
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	1,65
Profondità del cuneo efficace (m):	0,74
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,13

VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE D.M. 14.01.2008 App. 2



Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto - Comune di Crevoladossola

Data: Marzo 2017

Riferimenti: Fondazione tipo nastriforme continua

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	0,8
Lunghezza della fondazione (m):	15
Profondità di posa lato destro (m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,5

Metodo di calcolo:	Terzaghi stato limite ultimo
--------------------	------------------------------

Fattori di forma

Sc:	1	Sq:	1	Sy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori di profondità

Dc:	1	Dq:	1	Dy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione carico

lc:	1	lq:	1	ly:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione pendio

Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	2,5
Profondità del cuneo efficace (m):	0,74
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,13



Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto - Comune di Crevoladossola

Data: Marzo 2017

Riferimenti: Fondazione tipo nastriforme continua

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	0,8
Lunghezza della fondazione (m):	15
Profondità di posa lato destro (m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,5

Metodo di calcolo:	Meyerhof stato limite ultimo
--------------------	------------------------------

Fattori di forma

Sc:	1,04	Sq:	1,02	Sy:	1,02
-----	------	-----	------	-----	------

Fattori di profondità

Dc:	1,23	Dq:	1,12	Dy:	1,12
-----	------	-----	------	-----	------

Fattori inclinazione carico

Ic:	1	Iq:	1	Iy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione pendio

Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	2,43
Profondità del cuneo efficace (m):	0,74
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,13



Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto - Comune di Crevoladossola

Data: Marzo 2017

Riferimenti: Fondazione tipo nastriforme continua

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	0,8
Lunghezza della fondazione (m):	15
Profondità di posa lato destro (m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,5

Metodo di calcolo:	Brinch Hansen modificato stato limite ultimo
--------------------	--

Fattori di forma

Sc:	1	Sq:	1,03	Sy:	0,98
-----	---	-----	------	-----	------

Fattori di profondità

Dc:	1,25	Dq:	1,17	Dy:	1
-----	------	-----	------	-----	---

Fattori inclinazione carico

lc:	1	lq:	1	ly:	0,68
-----	---	-----	---	-----	------

Fattori inclinazione pendio

Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cm ^q):	2,38
Profondità del cuneo efficace (m):	0,74
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,13

2.4. ANALISI DI STABILITÀ OPERA MURARIA DI SOSTEGNO/CONTENIMENTO

Per la sistemazione morfologica del sito si realizza inoltre presso l'edificio di centrale un muro in massi per il contenimento contro monte del materiale di risulta dello scavo.

Si tratta di un muro a gravità opere di altezza massima fuori terra pari a 3,00 m come rappresentato nella sezione C-C della tavola di progetto elaborato n. 8 "particolari del fabbricato di produzione".

Il muro in massi gneissici riquadrati viene appoggiato su una fondazione di spessore medio pari a 0,40 m di larghezza pari a 1,2 m circa.

2.4.1. Considerazioni preliminari

In base ai principi generali enunciati nelle NTC, la progettazione geotecnica è basata sul metodo degli stati limite e sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con il muro di sostegno riguardano lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 2.6.I delle NTC e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte (Tabella 6.2.II NTC). Tutte le azioni agenti sul muro di sostegno sono state ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela al piano cui corrisponde lo scorrimento del muro.

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della

fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Tali verifiche sono state eseguite in presenza di azione sismica. I coefficienti parziali sulle resistenze e sulle azioni da utilizzare sono riportati sinteticamente nella tabella seguente:

		coefficienti parziali γ									
Caso		Azioni						proprietà del terreno			
		permanenti γ_g		variabili γ_q				tan φ'	c'	c _u	γ'
		sfav.	fav.	sfav.	fav.						
SLU	caso A1 STR	1.35	1.00	1.50	0.00	+	caso M1	1.00	1.00	1.00	1.00
	caso A2 GEO	1.00	1.00	1.30	0.00	+	caso M2	1.25	1.25	1.40	1.00
	caso EQU	1.10	0.90	1.50	0.00	+	caso M2	1.25	1.25	1.40	1.00
SISMA	--	1.00	1.00	1.00	0.00	+	caso M2	1.25	1.25	1.40	1.00

Per ciascuno degli stati limite, la verifica di sicurezza risulta soddisfatta quando è soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d = \frac{R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]}{\gamma_R}$$

che può essere scritta anche come:

$$\gamma_R \leq \frac{R_d}{E_d}$$

ovvero, per le verifiche di opere di sostegno (dove $\gamma_R = 1$),

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

La combinazione 1 è generalmente dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale (STR), mentre la combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO). Le verifiche geotecniche del muro sono state eseguite considerando la combinazione 2.

Le azioni considerate nelle verifiche di sicurezza sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti, dai sovraccarichi

variabili e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

L'azione dell'acqua come spinta sul paramento è nulla per le caratteristiche di elevata permeabilità del materiale che forma il terrapieno e la base di appoggio della fondazione stessa dell'opera di sostegno. Non è dunque necessaria la verifica degli stati limite ultimi di tipo idraulico (UPL e HYD, 6.2.3.2 NTC), quali ad esempio stati limite di sollevamento per galleggiamento e lo stato limite di sifonamento.

2.4.2. Teoria e Normativa

Il software di calcolo Muri2 di Program Geo esegue le analisi in considerazione delle seguenti nozioni teoriche.

Gli argomenti trattati sono i seguenti:

- 1 calcolo del coefficiente di spinta attiva e passiva del terreno;
- 2 calcolo della spinta attiva e passiva totale delle terre;
- 3 calcolo del carico d'esercizio di un tirante;
- 4 verifiche di stabilità del muro;
- 5 verifica di stabilità dell'insieme muro-terreno.

Coefficienti di spinta del terreno.

COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA.

Il coefficiente di spinta attiva può essere visto in prima approssimazione come il rapporto minimo fra gli sforzi agenti sul piano orizzontale (contenimento ad opera del terreno circostante) e quelli agenti sul piano verticale (peso del terreno sovrastante ed eventuali sovraccarichi agenti sul piano campagna) applicati ad un elemento di terreno in condizioni di equilibrio plastico limite:

$$K_a = P_{hmin} / P_v.$$

La spinta attiva si mobilita quando il terreno subisce una decompressione (una diminuzione della pressione orizzontale alla quale non corrisponda un uguale variazione della pressione verticale, come può verificarsi per esempio in seguito ad uno sbancamento) con deformazioni dell'ordine dello 0,2-0,3%.

E' possibile individuare un piano lungo il quale K_a assume il suo valore minimo. Questo piano rappresenta una superficie potenziale di rottura lungo la quale potrà muoversi il prisma di terreno isolato dalla superficie di rottura stessa, che andrà a sollecitare l'eventuale opera di contenimento posta a valle.

COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA.

Comprimendo orizzontalmente il terreno e mantenendo inalterata la pressione verticale, il valore di P_h aumenta fino a raggiungere un valore massimo. Questa condizione viene chiamata stato di equilibrio plastico limite superiore o stato passivo e raggiungibile solo in seguito a notevoli deformazioni del terreno (2% - 4%). Lo stato passivo si genera normalmente nel terreno a valle di un'opera di sostegno in seguito a spostamenti che questa subisce per le spinte del terreno a monte e ha come effetto di contrastare il movimento dell'opera stessa.

I modelli utilizzati nel presente studio per la stima del valore di K_a e K_p sono:

- il modello di Muller-Breslau;
- il modello di Mononobe e Okabe.

2.4.2.1. Modello di Muller-Breslau

Nel modello di Muller-Breslau non viene posta la condizione che gli sforzi agenti sul piano orizzontale e su quello verticale siano sforzi principali. La spinta totale del terreno risulterà quindi inclinata di un certo angolo uguale all'angolo d'attrito terra-diaframma. Posto:

- β = inclinazione del paramento interno dell'opera rispetto alla verticale;
- ρ = inclinazione della superficie di rottura del terreno;
- δ = angolo d'attrito terra-diaframma, di solito posto uguale a $\arctg[2/3 \times \tan(\varphi)]$;
- ε = inclinazione del versante a monte dell'opera di sostegno;
- φ = angolo di resistenza al taglio del terreno;

il coefficiente di spinta attiva assume la seguente forma:

$$K_a = \cos^2(\varphi - \beta) / [\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) (1 + \sqrt{R_p})^2]$$

con

$$R_p = \tan(\varphi + \delta) \tan(\varphi - \varepsilon) / [\cos(\delta + \beta) \cos(\varepsilon - \beta)];$$

Il coefficiente di spinta passiva è invece dato dalla

$$K_p = \cos^2(\varphi + \beta - \theta) / [\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) (1 - \sqrt{R_p})^2]$$

con

$$R_p = \tan(\varphi + \delta) \tan(\varphi + \varepsilon - \theta) / [\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)];$$

Il metodo è applicabile alla maggioranza dei casi pratici, con un'errore contenuto entro il 5% rispetto a procedimenti più elaborati, purchè sia verificata la condizione $\delta \leq \varphi/3$.

2.4.2.2. Modello di Monobe e Okabe

Il modello di Mononobe e Okabe è molto simile nella formulazione a quello di Muller-Breslau. Si differenzia per l'introduzione dell'effetto del sisma.

La formulazione di Mononobe-Okabe (OPCM 3274), prende in conto l'azione sismica come azione pseudostatica equivalente. Il coefficiente di spinta attiva pviene

quindi calcolato con la seguente formulazione:

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad \text{per} \\ \varepsilon \leq \phi' - \vartheta$$

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta)} \quad \text{per} \quad \varepsilon > \phi' - \vartheta$$

dove $\vartheta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 \mp k_v} \right)$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (\text{coefficiente sismico orizzontale})$$

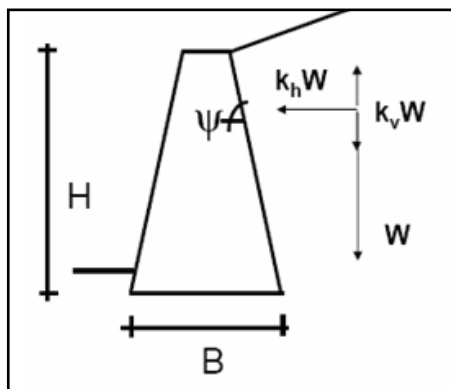
$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (\text{coefficiente sismico verticale})$$

ε inclinazione del terrapieno a monte del muro rispetto all'orizzontale

$\psi = 90^\circ - \beta$ inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale
(β inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale)

β_m da Tab. 7.11-II del TU (coefficiente di riduzione di $a_{\max}$)

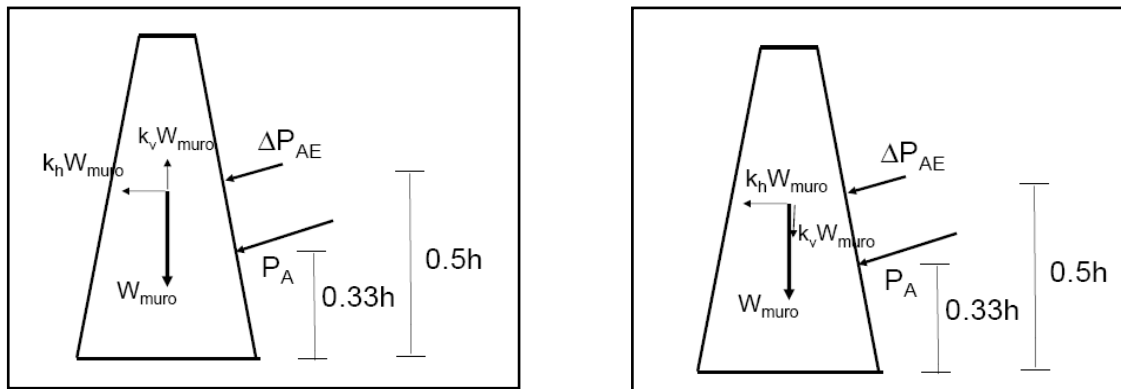
$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ (acceleraz. orizz. max. attesa su sito di riferimento rigido)



La spinta attiva in presenza di sisma è calcolata come:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{AE}$$

L'aliquota $\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$ (differenza fra la spinta attiva in presenza di sisma e spinta attiva in assenza di sisma) va applicata a metà altezza del muro. Inoltre, la componente verticale dell'inerzia del muro (così come quella del cuneo di spinta attiva) va considerata nelle due configurazioni “verso l'alto” e “verso il basso”, come schematizzato nelle figure seguenti:



Le forze sismiche orizzontali legate all'inerzia del muro e del terrapieno vanno invece considerate sempre agenti verso valle (condizione più sfavorevole).

La verifica degli spostamenti e delle rotazioni dell'opera (SLE) è qui trascurata poiché, nel caso in esame, non vi sono infrastrutture o impianti interagenti con l'opera la cui funzionalità potrebbe essere compromessa dalle deformazioni dell'opera di sostegno stessa. Si ricorda inoltre che si tratta di muri a gravità/semi-gravità, dotati dunque di una notevole rigidità e peso proprio.

Il drenaggio dell'eventuale acqua piovana infiltratasi al livello della base del muro è assicurata dalle fessure che si hanno in corrispondenza dei blocchi di roccia accostati che formano il muro stesso.

Il coefficiente di spinta passiva è invece dato dalla

$$K_p = \cos^2(\varphi + \beta - \theta) / [\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) (1 - \sqrt{R_p})^2]$$

con

$$R_p = \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \varepsilon - \theta) / [\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)].$$

2.4.2.3. Sovraccarichi concentrati

Un sovraccarico concentrato è un sovraccarico con un'estensione areale molto ridotta. Il problema di valutare il contributo alla spinta attiva totale di questo tipo di sovraccarico può essere risolto attraverso la teoria dell'elasticità, utilizzando l'equazione di Boussinesq:

$$(32) \sigma_r = (Q/2\pi)\{ (3r^2z/R^5) - [(1-2\mu)/(R^2+zR)] \}.$$

in cui:

- σ_r = componente radiale della spinta alla quota z sotto il piano campagna in un punto di coordinate x, y rispetto al punto di applicazione del sovraccarico;
- Q = modulo del sovraccarico;
- $r = \sqrt{(x^2 + y^2)}$;
- $R = \sqrt{(r^2 + z^2)}$;
- μ = coefficiente di Poisson (che vale mediamente 0.35 nei terreni sciolti).

Attraverso σ_r si ricava il valore della spinta orizzontale alla quota z :

$$(30) \sigma_h = \sigma_r(x/r).$$

Integrando numericamente con un passo fissato in maniera appropriata (per es. 0.1 m), si ottiene il contributo alla spinta attiva totale del sovraccarico con un punto d'applicazione dato da:

$$(31) I_{sc} = \Sigma P_i H_i / \Sigma P_i;$$

con

H_i =altezza rispetto al piano di posa del muro;

P_i =pressione indotta dal sovraccarico all'altezza H_i .

2.4.2.4. Sollecitazioni sismiche

Per la stima del contributo alla spinta attiva totale dovuta alle eventuali sollecitazioni sismiche, si fa riferimento a quanto proposto dal Legislatore.

Eseguito il calcolo della spinta attiva totale del terreno in condizioni statiche (S_a), si procede al calcolo della spinta in condizioni dinamiche con gli stessi criteri adottati in precedenza (Muller Breslau o Mononobe e Okabe), ponendo:

$$\theta = \arctang(kh/(1-kv)).$$

dove k_h e k_v sono rispettivamente i coefficienti sismici orizzontali e verticali, correlabili all'accelerazione sismica orizzontale di progetto dalle relazioni:

$$k_h = \beta a_{\max} \text{ e } k_v = 0.5k_h$$

dove $a_{\max}$ è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Il parametro β spesso viene posto uguale a 0.5. Nel D.M.14/01/2008 invece va ricavato dalla seguente tabella:

	Categoria del sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β	β
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.18

L'incremento di spinta sismica si ottiene dalla differenza fra la spinta in condizioni dinamiche e quella in condizioni statiche:

$$\Delta S = S_a' - S_a.$$

Il suo punto d'applicazione è uguale a:

$$l_{\Delta S} = (2/3)H.$$

2.4.3. Verifica di sicurezza dell'opera muraria

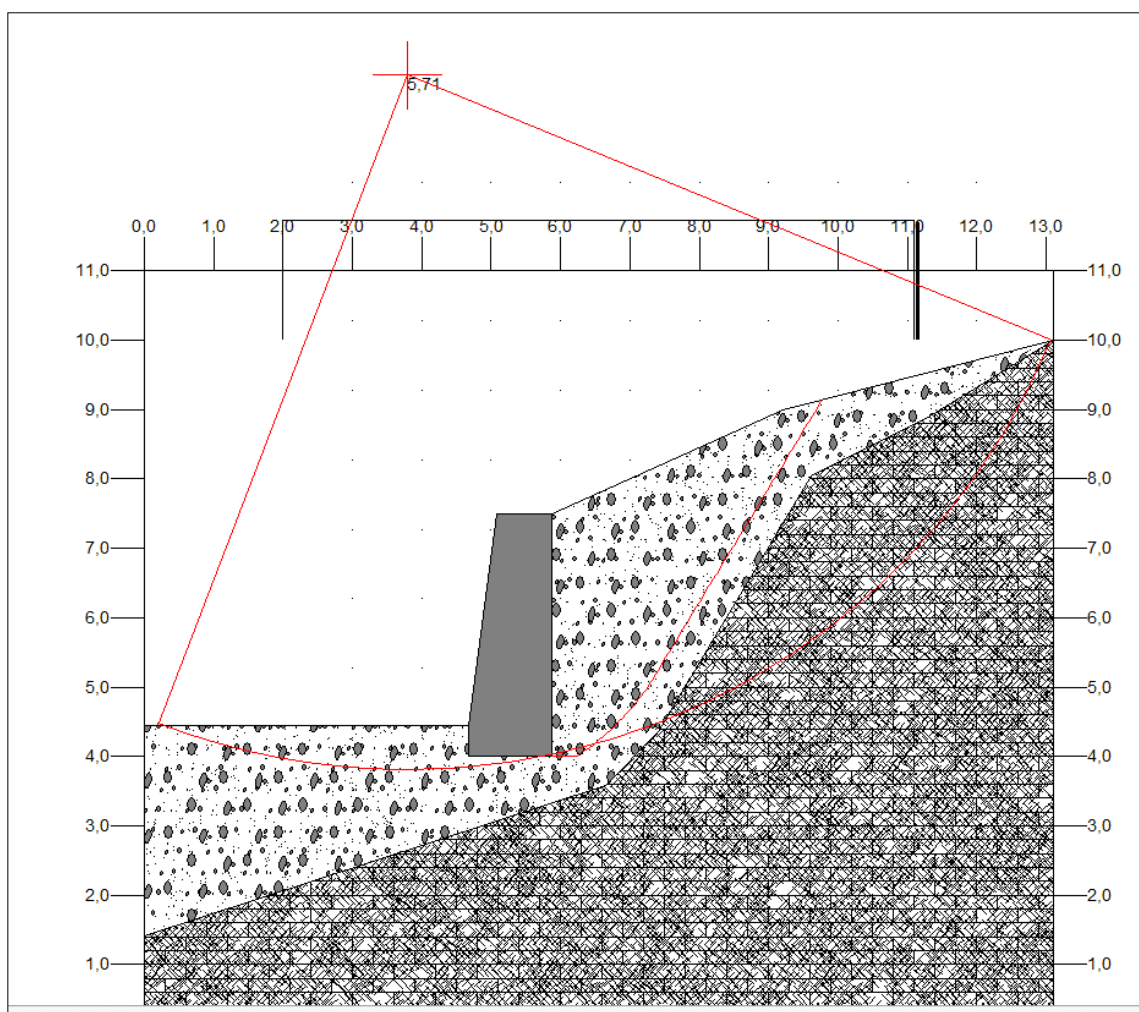
Come già anticipato la verifica di seguito riportata è stata eseguita rispetto alle configurazioni più critiche in cui il muro raggiunge la configurazione di maggiore altezza.

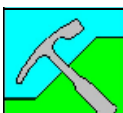
I valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati per le verifiche dei muri sono riportati in tabella.

Opere murarie	Detrito di versante
$\gamma_{m,k} = 2.30 \frac{t}{m^3} = 22.6 \frac{kN}{m^3}$	$\gamma_{t,k} = 1.85 \frac{t}{m^3} = 18.1 \frac{kN}{m^3}$
$\phi'_{m,k} = 35^\circ$	$\phi'_k = 33^\circ$
$c'_{m,k} = 15t / m^2 = 147kPa$	$c'_k = 0$

I parametri suddetti sono stati inseriti come input negli applicativi di calcolo denominati Muri2 e Soils del software ProgramGeo per il dimensionamento e verifica di stabilità dell'opera e dell'opera con il riporto di materiale di cui si riportano di seguito gli output dei risultati ottenuti.

Muro di contenimento in massi sezione tipo C-C





Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto Comune di Crevoladossola

Data: Marzo 2017

Riferimenti: Muro di sostegno a gravità H max = 3.0 m

Calcolo delle spinte e verifiche di stabilità del muro: D.M.14.01.2008 App.I Comb.2
Combinazione delle azioni di calcolo: sismica

Muro numero:	1
Spinta attiva totale (kN/m)	64,109
Spinta passiva totale (kN/m)	
Spinta a riposo totale (kN/m)	64,109
Metodo di calcolo della spinta attiva:	Mononobe e Okabe
Metodo di calcolo della spinta passiva:	Rankine
Verifica allo slittamento - coefficiente di sicurezza:	4,89
Verifica allo schiacciamento - coefficiente di sicurezza:	253,07
Verifica al ribaltamento - coefficiente di sicurezza:	1,34
Verifica al sifonamento - coefficiente di sicurezza:	n.c.
Portanza della fondazione (MPa)	2,3
Cedimento assoluto della fondazione (cm):	0,04
Pressione sul terreno lato a valle (MPa)	0,01
Pressione sul terreno lato a monte (MPa)	0,00
Punto di applicazione della spinta a monte (m):	1,143
Verifica stabilità globale-coefficiente di sicurezza:	5,71
Accelerazione sismica orizzontale massima (g):	0,129
Coefficiente beta:	0,24



Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto Comune di Crevolados Data: Marzo 2017

Riferimenti: Muro di sostegno a gravità H max = 3.0 m

Tabella riassuntiva delle spinte

Altezza (m)	Spinta attiva(k N/m)	Somma s. attiva(k N/m)	Sp.ta passiva(k N/m)	Somma s. pass.(k N/m)	Sp.ta a riposo(k N/m)	Somma s. riposo(k N/m)
0		0				0
0,07	0,05	0,05			0,05	0,05
0,14	0,1	0,16			0,1	0,16
0,21	0,16	0,31			0,16	0,31
0,28	0,21	0,52			0,21	0,52
0,35	0,26	0,79			0,26	0,79
0,42	0,31	1,1			0,31	1,1
0,49	0,37	1,47			0,37	1,47
0,56	0,42	1,88			0,42	1,88
0,63	0,47	2,36			0,47	2,36
0,7	0,52	2,88			0,52	2,88
0,77	0,58	3,45			0,58	3,45
0,84	0,63	4,08			0,63	4,08
0,91	0,68	4,76			0,68	4,76
0,98	0,73	5,5			0,73	5,5
1,05	0,79	6,28			0,79	6,28
1,12	0,84	7,12			0,84	7,12
1,19	0,89	8,01			0,89	8,01
1,26	0,94	8,95			0,94	8,95
1,33	0,99	9,94			0,99	9,94
1,4	1,05	10,99			1,05	10,99
1,47	1,1	12,09			1,1	12,09
1,54	1,15	13,24			1,15	13,24
1,61	1,2	14,44			1,2	14,44
1,68	1,26	15,7			1,26	15,7
1,75	1,31	17,01			1,31	17,01
1,82	1,36	18,37			1,36	18,37
1,89	1,41	19,78			1,41	19,78
1,96	1,47	21,25			1,47	21,25
2,03	1,52	22,77			1,52	22,77
2,1	1,57	24,34			1,57	24,34
2,17	1,62	25,96			1,62	25,96
2,24	1,67	27,63			1,67	27,63
2,31	1,73	29,36			1,73	29,36
2,38	1,78	31,14			1,78	31,14
2,45	1,83	32,97			1,83	32,97
2,52	1,88	34,85			1,88	34,85
2,59	1,94	36,79			1,94	36,79
2,66	1,99	38,78			1,99	38,78
2,73	2,04	40,82			2,04	40,82
2,8	2,09	42,91			2,09	42,91
2,87	2,15	45,06			2,15	45,06
2,94	2,2	47,26			2,2	47,26
3,01	2,25	49,51			2,25	49,51
3,08	2,3	51,81			2,3	51,81
3,15	2,36	54,17			2,36	54,17
3,22	2,41	56,57			2,41	56,57
3,29	2,46	59,03			2,46	59,03
3,36	2,51	61,54			2,51	61,54
3,43	2,56	64,11			2,56	64,11



Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto Comune di Crevoladossola

Data: Marzo 2017

Riferimenti: Muro di sostegno a gravità H max = 3.0 m

Riepilogo forze e momenti agenti sul muro: D.M.14.01.2008 App.I Comb.2

Muro numero: 1

FORZE VERTICALI (valori caratteristici)

Carico verticale agente in testa (kN): 0,0

Componente verticale dovuta ai tiranti di ancoraggio (kN): 0,0

Peso del muro (kN): 88,47

Peso del prisma di terreno gravante sulla mensola a monte (kN): 0,0

Componente verticale della spinta attiva (o a riposo): (kN): 17,92

Componente verticale della spinta passiva (kN): 0,0

FORZE ORIZZONTALI (valori caratteristici)

Carico orizzontale agente in testa (kN): 0,0

Componente orizzontale dovuta ai tiranti (kN): 0,0

Componente orizzontale della spinta attiva (o a riposo): (kN): 61,55

Componente orizzontale della spinta passiva (kN): 0,0

Reazione laterale blocco pali-terreno (kN): 0,0

MOMENTI E ECCENTRICITA'

Momento agente in testa (kNm): 0,0

Eccentricità del carico (m): 1,0

SOMMA FORZE E MOMENTI DI PROGETTO

Totale momenti stabilizzanti (kNm): 541,21

Totale momenti instabilizzanti (kNm): 404,97

Totale forze stabilizzanti (kN): 249,04

Totale forze instabilizzanti (kN): 50,89

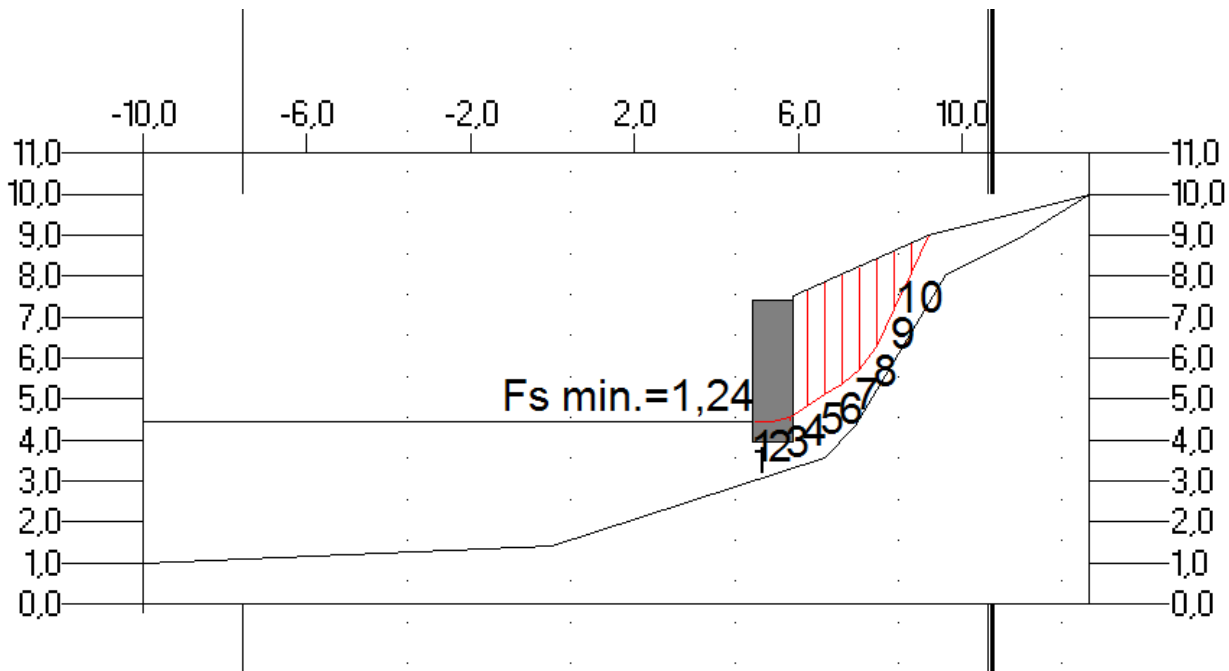
Somma forze verticali (kN): 53,35

STABILITA' GLOBALE: SOMMA FORZE

Totale forze stabilizzanti (kN): 793,32

Totale forze instabilizzanti (kN): 138,82

Muro di contenimento in massi + pendio sezione tipo C-C



Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto Comune di Crevoladossola

Data: Marzo 2017

Riferimenti: Sezione C-C' stabilità muro+pendio

Analisi di stabilità: riepilogo delle superficie con coefficiente di sicurezza minimo

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghezza m	Inclinazione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm ²)	du (m)
34	1,238	Janbu semplificato		4,945	4,45										
			1	5,37	4,45	0,42	0	0	0	0	0	0	27,5	0	0
			2	5,795	4,546	0,44	12,7	0,02	0	0	0	0	27,5	0	0
			3	6,22	4,834	0,51	34,1	0,62	1100,72	0	2336,37	-3450,81	27,5	0	0
			4	6,645	5,103	0,5	32,4	1,182	2122,82	0	0	0	27,5	0	0
			5	7,07	5,363	0,5	31,5	1,151	2044,2	0	0	0	27,5	0	0
			6	7,495	5,734	0,56	41,1	1,099	1965,58	0	0	0	27,5	0	0
			7	7,92	6,283	0,69	52,3	0,985	1729,71	0	0	0	27,5	0	0
			8	8,345	7,188	1	64,8	0,757	1336,59	0	0	0	27,5	0	0
			9	8,77	8,093	1	64,8	0,454	786,23	0	0	0	27,5	0	0
			10	9,195	8,998	1	64,8	0,151	235,87	0	0	0	27,5	0	0

LEGENDA

Carichi N= Carichi normali (kg)

Carichi T= Carichi tangenziali (kg)

Phi= Angolo di resistenza al taglio (°)

C= Coesione (kg/cm²)

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,13

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,06

Coefficiente beta.....: 0,24

Committente: Proponente TANTARDINI YURI

Località: Località Pinezzo Alto Comune di Crevoladossola

Data: Marzo 2017

Riferimenti: Sezione C-C' stabilità muro+pendio

Analisi di stabilità: riepilogo dei coefficienti di sicurezza

N.	X valle m	Y valle m	X monte m	Y monte m	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.	Sarma	Spencer	Kc
1	4,78	4,45	8,86	8,84							
2	4,7	4,45	9,17	8,99							
3	4,79	4,45	8,71	8,78							
4	4,98	4,45	8,77	8,81			1,644		1,515		-0,07
5	4,78	4,45	8,86	8,85							
6	4,7	4,45	8,64	8,75							
7	4,75	4,45	8,59	8,73							
8	4,76	4,45	8,95	8,89							
9	4,96	4,45	8,56	8,71							
10	4,77	4,45	9,02	8,92							
11	4,97	4,45	8,83	8,83			1,287		0		-0,061
12	4,76	4,45	8,5	8,68							
13	4,75	4,45	8,81	8,82							
14	4,85	4,45	9,07	8,94			1,526		2,466		-0,706
15	4,89	4,45	8,8	8,82							
16	4,85	4,45	8,72	8,78							
17	4,97	4,45	8,65	8,75			1,306		0		-0,118
18	4,86	4,45	9,1	8,96			1,537		2,106		-1,301
19	4,96	4,45	8,75	8,8			1,289		0		-0,174
20	4,68	4,45	8,54	8,7							
21	4,76	4,45	8,68	8,76							
22	4,96	4,45	8,75	8,8			2,04		0		-0,547
23	4,85	4,45	9,03	8,92			1,243		0		-0,073
24	4,86	4,45	8,63	8,74							
25	4,7	4,45	8,78	8,81							
26	4,7	4,45	8,96	8,89							
27	4,95	4,45	8,54	8,7							
28	4,83	4,45	9,1	8,96			1,265		0		-0,235
29	4,71	4,45	8,73	8,79							
30	4,85	4,45	9	8,91			1,387		4,833		-0,419
31	4,91	4,45	8,77	8,81							
32	5	4,45	8,73	8,79			1,339		0		-0,224
33	4,87	4,45	8,76	8,8							
34	4,95	4,45	9,2	9			1,238		0		-0,157
35	4,81	4,45	8,82	8,83							
36	4,68	4,45	8,99	8,91							
37	4,96	4,45	8,72	8,78			1,302		0		-0,056
38	4,83	4,45	8,66	8,76							
39	4,67	4,45	8,72	8,78							
40	4,85	4,45	9,05	8,93			1,821		1,492		-0,34
41	4,99	4,45	8,62	8,74			1,348		0		-0,296
42	4,81	4,45	8,68	8,76							
43	4,68	4,45	8,64	8,75							
44	4,77	4,45	9,13	8,97							
45	4,69	4,45	8,56	8,71							
46	4,85	4,45	9,06	8,94			1,369		0		-0,32
47	4,69	4,45	8,72	8,78							
48	4,76	4,45	8,96	8,89							
49	4,74	4,45	8,55	8,7							
50	4,75	4,45	8,73	8,79							
51	4,73	4,45	8,99	8,9							
52	4,73	4,45	9,06	8,94							
53	4,91	4,45	9,08	8,94			2,131		0		-0,529
54	4,71	4,45	9,07	8,94							

--

N.	X valle m	Y valle m	X monte m	Y monte m	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.	Sarma	Spencer	Kc
55	4,88	4,45	9,16	8,98			1,351		0		-0,327
56	4,77	4,45	8,51	8,69							
57	4,96	4,45	8,92	8,87			1,468		2,85		-0,518
58	4,78	4,45	8,93	8,88							
59	4,76	4,45	8,59	8,72							
60	4,9	4,45	9,02	8,92			1,251		0		-0,146
61	4,78	4,45	9,17	8,99							
62	4,8	4,45	8,65	8,75							
63	4,77	4,45	8,86	8,84							
64	4,69	4,45	9,18	8,99							
65	4,95	4,45	8,92	8,87			2,134		0		-0,584
66	4,83	4,45	8,54	8,7							
67	4,89	4,45	8,8	8,82							
68	4,7	4,45	8,56	8,71							
69	4,92	4,45	8,62	8,74							
70	4,74	4,45	8,78	8,81							
71	4,91	4,45	8,55	8,71							
72	4,73	4,45	8,96	8,89							
73	4,85	4,45	8,59	8,72							
74	4,7	4,45	8,56	8,71							
75	4,9	4,45	8,72	8,78							
76	4,94	4,45	8,66	8,76							
77	4,8	4,45	8,81	8,83							
78	4,72	4,45	8,74	8,79							
79	4,79	4,45	8,85	8,84							
80	4,8	4,45	8,64	8,75							
81	4,93	4,45	8,88	8,85			1,3		0		-0,284
82	4,8	4,45	8,95	8,89							
83	4,87	4,45	8,68	8,77							
84	4,85	4,45	8,9	8,86							
85	4,69	4,45	9,2	9							
86	4,83	4,45	8,85	8,84							
87	4,93	4,45	8,75	8,8			2,061		0		-0,607
88	4,93	4,45	9,04	8,93			2,161		0		-0,543
89	4,97	4,45	8,81	8,82			1,474		2,436		-0,554
90	4,74	4,45	8,66	8,76							
91	4,87	4,45	8,85	8,84							
92	4,7	4,45	8,85	8,84							
93	4,68	4,45	8,72	8,78							
94	4,72	4,45	9,09	8,95							
95	4,81	4,45	8,54	8,7							
96	4,84	4,45	8,87	8,85							
97	4,88	4,45	8,99	8,91			1,271		0		-0,274
98	4,72	4,45	9,07	8,94							
99	4,97	4,45	8,52	8,69							
100	4,86	4,45	8,83	8,83							

3. CONCLUSIONI

L'intervento in progetto riguarda la realizzazione di un impianto idroelettrico che utilizza le acque dell'impluvio del Rio Pragisso, un tributario del reticolo idrografico minore del versante orografico destro della valle in località Preglia del Comune di Crevoladossola.

L'opera prevede un'opera di captazione in prossimità di un settore caratterizzato da numerosi punti di risorgenza, la posa di una tubazione/condotta forzata lungo l'asse del ruscello e la realizzazione al piede del versante del fabbricato di produzione.

Il presente studio ha come oggetto la verifica di compatibilità dell'intervento rispetto agli aspetti geologici, idrogeologici e geotecnici che caratterizzano il settore di versante suddetto.

In funzione delle NTC 2008 si produce un unico testo suddiviso in realtà in due parti chiaramente distinte che trattano in modo separato rispettivamente la:

- relazione geologica;
- relazione geotecnica.

La prima ha riguardato uno studio geologico di dettaglio per fornire il necessario inquadramento dell'area, la tipologia e la natura delle rocce e dei depositi di copertura quaternaria che caratterizzano il sito, per valutare la compatibilità dell'intervento con l'assetto idrogeologico e geomorfologico locale.

In questo ambito lo studio geologico ha inoltre considerato la compatibilità dell'intervento in rapporto alla classe di idoneità geologica e urbanistica del sito, attribuito alla Classe IIIa sottoclasse IIIa3 nella Carta di Sintesi del vigente P.R.G.C.

La verifica, trattandosi di un impianto produttivo e non di un insediamento antropico, non riguarda la fattibilità e/o idoneità geologica ma piuttosto la verifica dell'eventuale presenza di fenomeni di dissesto o la potenziale interferenza dell'opera con l'assetto idrogeologico/idraulico dell'impluvio del Rio Pragisso.

La seconda parte della relazione invece ha riguardato l'analisi degli aspetti geotecnici, che in assenza di prove dirette (sondaggi a carotaggio continuo e prove penetrometriche) sono stati valutati eseguendo una caratterizzazione basata su dati

desunti dall'osservazione del terreno e sulla trattazione di dati ottenuti da indagini su litotipi analoghi reperiti in letteratura. L'elaborazione statistica prevista dalle NTC 2008 ha permesso di identificare i parametri caratteristici dei depositi alluvionali della fascia pedemontana che sono stati utilizzati per la definizione di un valore di capacità portante del terreno e delle condizioni di stabilità del fabbricato di produzione e delle opere annesse (muro in blocchi a gravità).

Sotto il profilo stratigrafico e geotecnico in funzione della morfologia dei luoghi si attribuisce il terreno alla Categoria E in ottemperanza alla vigente normativa di cui all'OPCM 3274 in base alla quale sono stati ottenuti i parametri di accelerazione sismica locale, tenendo conto che il Comune di Crevoladossola è classificato in "zona 3". In esito all'applicazione delle NTC di cui al D.M. gennaio 2008 la verifica di capacità portante del terreno è stata eseguita applicando le procedure di caratterizzazione geotecnica prevista sia ai sensi dell'approccio 1 Combinazione 2 (A1+M2+R2) sia dell'Approccio 2 (A1+M1+R3).

I risultati confermano che i parametri geotecnici assunti definiscono buoni valori di capacità portante che sono significativamente variabili, in relazione al diverso approccio geotecnico adottato. Si passa infatti da valori di $q_{SLU} = 1,6 \text{ kg/cm}^2$ circa nel caso dell'Approccio 1 (A1+M2+R2), maggiormente restrittivo, a valori di $q_{SLU} = 2,4 \text{ kg/cm}^2$ circa nel caso dell'Approccio 2 (A1+M1+R3), entrambi ottenuti introducendo nel calcolo il parametro dell'azione sismica che esprime la massima accelerazione orizzontale attesa in sito in presenza di un suolo di categoria E di cui alla OPCM 3274 del 2003.

Sulla base di tutte le suddette osservazioni si ritiene quindi verificata la compatibilità dell'intervento con le locali condizioni geologiche dell'area.

Masera (VB), 20.03.2017



dott. geol. Claudio Gagliardi

SOMMARIO

1. RELAZIONE GEOLOGICA	1
1.1. INTRODUZIONE	1
1.2. VINCOLO IDROGEOLOGICO	3
1.2. INTERVENTO IN PROGETTO E CLASSIFICAZIONE AREA NEL P.R.G.C.	4
1.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	7
1.4. CARATTERI GEOMORFOLOGICI	10
1.5. CARATTERI IDROGEOLOGICI	12
2. RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA	19
2.1. INTRODUZIONE	19
2.1.1. CARATTERI GEOTECNICI DEI DEPOSITI ALLUVIONALI	20
2.1.2. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI	25
2.2. AZIONE SISMICA	29
2.2.1. ESCLUSIONE DALLA VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	40
2.3. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI POSA DELLE FONDAZIONI	42
2.4. ANALISI DI STABILITÀ OPERA MURARIA DI SOSTEGNO/CONTENIMENTO	52
2.4.1. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI	52
2.4.2. TEORIA E NORMATIVA	54
2.4.3. VERIFICA DI SICUREZZA DELL'OPERA MURARIA	61
3. CONCLUSIONI	69

Carta geolitologica

Legenda



Depositi alluvionali di fondovalle



Conoide di deiezione



Detrito di versante



Depositi glaciali



Substrato roccioso affiorante/subaffiorante



Condotta forzata

