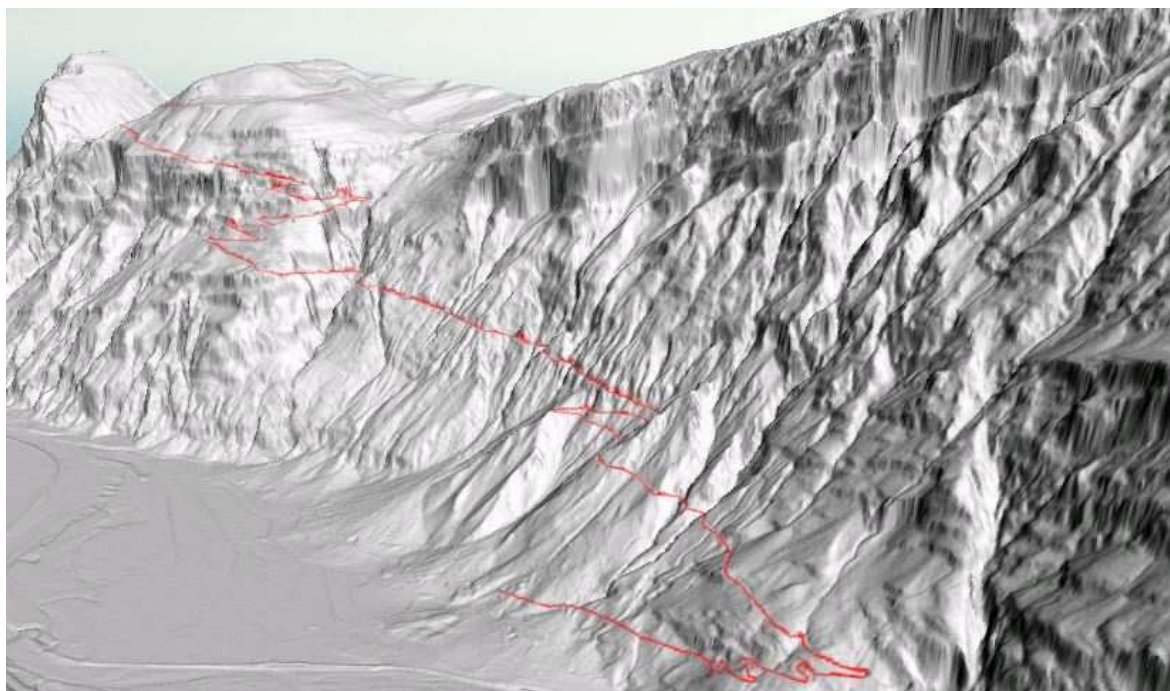


Comune di Grigno
Provincia Autonoma di Trento

Committente:
Comune di Grigno

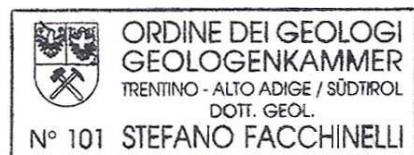
*Progetti definitivo ed esecutivo di mitigazione della
pericolosità da caduta massi e consolidamento di alcuni
tratti della Strada degli Altipiani a Grigno (Valsugna, Trento)*



RELAZIONE GEOLOGICA
Indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito
(contiene la relazione sulla modellazione sismica)

RELAZIONE GEOTECNICA
Caratterizzazione e modellazione geotecnica e
verifica della sicurezza e delle prestazioni

dott. Stefano Facchinelli



Stefano Facchinelli

Marzo 2018

INDICE

1 Premessa - relazione geologica	3
2 Ubicazione, geologia dell'area e inquadramento nei PUP - PGUAP ..	4
3 Opere previste, geologia al contorno e stratigrafia dei terreni	8
3.1 Zona di intervento 1	8
3.2 Zona di intervento 2	11
3.3 Zona di intervento 3	18
3.4 Zona di intervento 4	20
3.5 Zone di intervento 5 e 6	24
4 Terre e rocce da scavo	28
5 Aspetti sismici	28
6 Incertezze nella ricostruzione del modello geologico	30
7 Conclusioni	31
1 Premessa - relazione geotecnica	32
2 Parametri geomeccanici dei terreni e delle rocce	32
2.1 Parametrazione del terreno A	33
2.2 Parametrazione del terreno A'	33
2.3 Parametrazione rocce CALCARI e DOLOMIA	36
3 Verifiche e dimensionamento di muro, pali e tiranti	39
3.1 Criteri geotecnici per il dimensionamento degli ancoraggi	42
3.2 Verifiche stabilità globali frana della zona 2	45
4 Conclusioni	49

1 Premessa - relazione geologica

Su incarico e per conto del Comune di Grigno, è stata effettuata una indagine geologica per i progetti definitivo ed esecutivo di mitigazione della pericolosità da caduta massi e di consolidamento di alcuni tratti della "Strada degli Altipiani" a Grigno (Valsugana, Trento).

Avendo il Comune di Grigno a disposizione una risorsa economica "una tantum" di 330.000 Euro Iva compresa per la mitigazione della pericolosità di detta viabilità, lo scrivente ed il dott. ing. Stefano Filippi sono stati incaricati di individuare i tratti di strada caratterizzati dalle maggiori criticità. Essa è nota per la pericolosità conseguente al pericolo di caduta massi, sviluppandosi per quasi 12 Km in seno ad un versante roccioso (fianco meridionale della Valsugana), ma a seguito delle ricognizioni effettuate sono state osservate anche altre problematiche che, pur non essendo caratterizzate da una immediata elevata criticità, se trascurate potrebbero evolvere rendendo impraticabile la viabilità. Sono state così scelte 6 diverse zone di intervento, caratterizzate da problematiche relative alla caduta massi (3, 5 e 6), da movimenti di versante (2) e da cedimenti del corpo stradale (1 e 4), ubicati nella planimetria sotto allegata. Le opere verranno meglio descritte nelle prossime pagine.

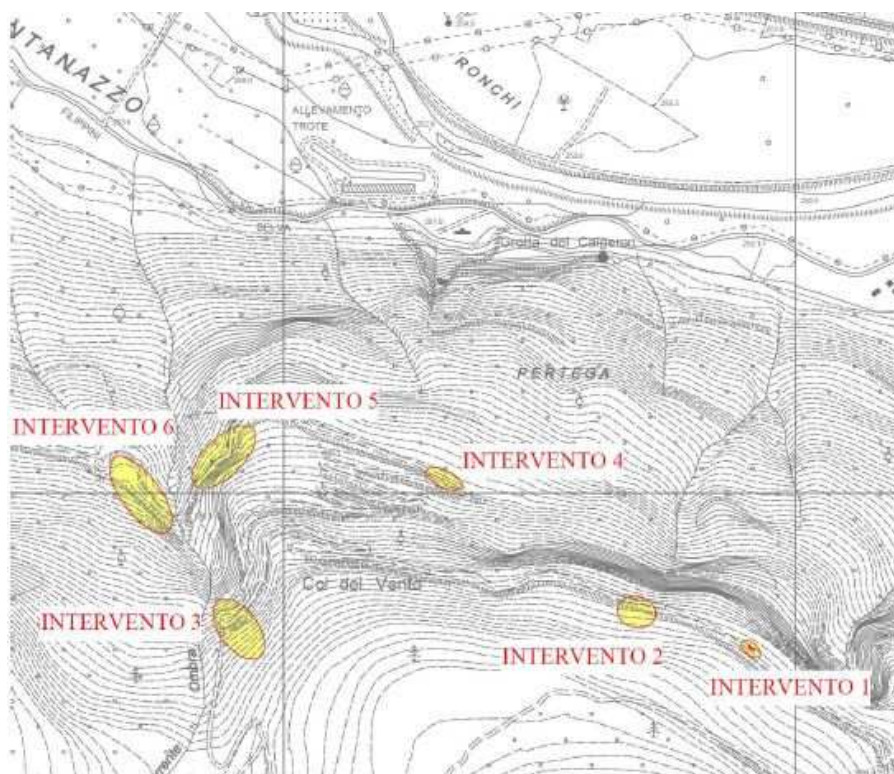


Fig. 1.1: ubicazione indicativa delle 6 zone di intervento individuate.

La strada ricade in "area critica recuperabile", in "area ad elevata pericolosità geologica ed idrologica" ed in "area a controllo sismico, a bassa sismicità" (zona sismica 3) della Carta di Sintesi Geologica del P.U.P. Variante 2014; essa ha però un basso "valore di uso del suolo" ed è di conseguenza definita come "a rischio geologico moderato - R1" dalla "carta del rischio geologico/idrogeologico" del P.G.U.A.P.. Nulla di rilevante segnala infine la "Carta delle Risorse Idriche" del P.U.P..

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti delle “Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018” e soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica, per cui costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione/autorizzazione ad eseguire i lavori. Lo studio costituisce anche la relazione geologica specialistica del progetto strutturale di cui al capitolo 10.1., C10.1 punto 5.1. In corso d’opera si dovrà controllare la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza la caratterizzazione geotecnica ed il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore.

I sopralluoghi lungo l’area e la stesura del presente rapporto sono stati effettuati dal dott. geol. Stefano Facchinelli, nel periodo settembre 2017 – marzo 2018.

2 Ubicazione, geologia dell’area e suo inquadramento nei PUP - PGUAP

La strada in oggetto¹ si snoda attraverso il fianco roccioso destro (Sud) della Valsugana e collega la frazione Selva di Grigno con l’altipiano della “Marcesina” o della “Barricata”; essa si pone fra le quote di circa 302 m e 1300 m sul medio mare e corre per oltre 12 Km per gran parte impostata su di una viabilità militare realizzata durante la prima guerra mondiale del secolo scorso.

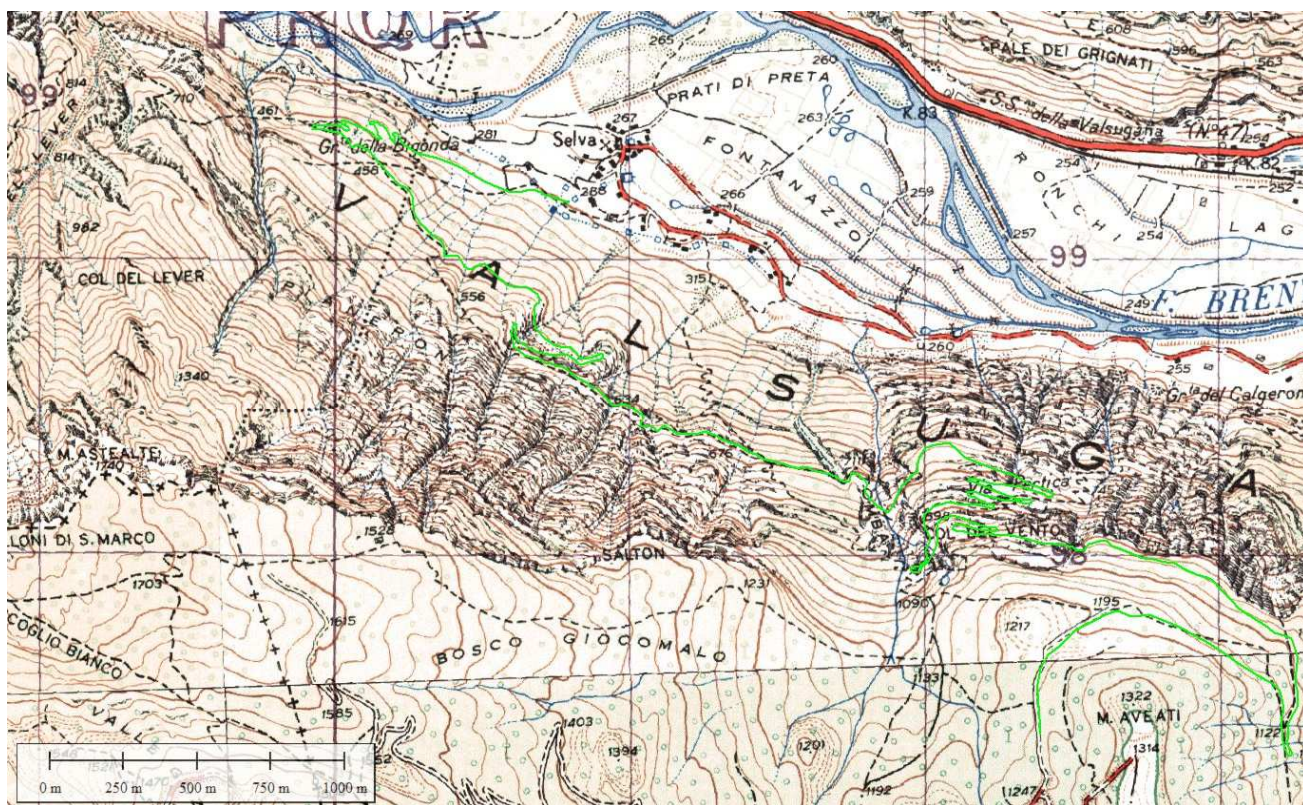


Fig. 1.2: cartografia IGM del 1958 con ubicazione del tracciato della strada in esame.

¹ IN COPERTINA: vista dtm 3d da NNO sul fianco destro della Valsugana nei pressi di Selva di Grigno. In rosso il tracciato della strada.

La viabilità serve per l'approvvigionamento del "Rifugio Barricata" sito sull'altipiano, nonché è a servizio delle numerose malghe colà presenti; è una strada di tipo forestale e per accedervi è necessario dotarsi di un apposito permesso.

Essa incide il fianco roccioso meridionale della Valsugana, qui caratterizzato nella parte medio – basale dall'affioramento delle rocce della Formazione della "Dolomia Principale", sovrastati dai "Calcari Grigi di Noriglio", dal "Calcare Oolitico di san Viglio" e dal Rosso Ammonitico Veronese".

Come si può osservare dal DTM di copertina e da quello di seguito allegati, laddove è presente la dolomia, poco competente e piuttosto alterata, la parete rocciosa è complessivamente meno acclive e morfologicamente più frastagliata, mentre in quota, in corrispondenza dell'affioramento del calcari giurassici, essa è sostanzialmente verticale e più massiva.

Tutti i litotipi affioranti sono comunque caratterizzati da una serie di discontinuità, sia singenetiche che tettoniche, che isolano blocchi soggetti a distacco e crollo dalle pareti rocciose dell'intero versante; nel complesso i calcari producono volumi anche molto importanti, mentre le dolomie determinano crolli con dimensioni generalmente più contenute.

Il versante è inciso da una infinita serie di vallette, molte effimere, ed alimentate sia dalle acque pluviali direttamente drenate che da sifoni carsici presenti negli ammassi rocciosi carsici calcarei e dolomitici; detti impluvi sono inoltre alimentati di detrito dai fianchi, per cui non infrequentemente, in caso di scrosci di forte intensità, essi generano fenomeni di debris flow che si possono propagare fino al fondovalle.

Talora dette vallette sono sepolte da detrito ed indistinguibili in superficie; 3 di queste, complici la presenza di filtrazioni idriche e di un livello di terreno a granulometria fine intercalato fra roccia e detrito, sono la causa dei due cedimenti della strada e della frana che il presente progetto prevede di mettere in sicurezza e consolidare.

In detti impluvi non sono infrequenti anche i fenomeni valanghivi, ma ciò non è rilevante ai fini della presente indagine, dato che la strada è aperta agli aventi permesso solo nel periodo estivo.

Per quanto riguarda la classificazione dei settori di strada oggetto di intervento nella Carta di Sintesi Geologica del P.U.P. (fig. 4.2), essi ricadono in "area critica recuperabile", in "area ad elevata pericolosità", oltre che in "area a controllo sismico, a bassa sismicità" (Zona Sismica 3).

E' evidente che l'intervento in esecuzione, essendo volto alla messa in sicurezza del versante ed alla salvaguardia di un'opera infrastrutturale, è consentito dalle N.A. del PUP in entrambe le zonazioni di pericolosità.

Come già accennato in precedenza, nulla segnalano invece la "carta del rischio geologico" del PGUAP (fig. 5.2) e quella delle "risorse idriche" del PUP (Fig. 6.2).

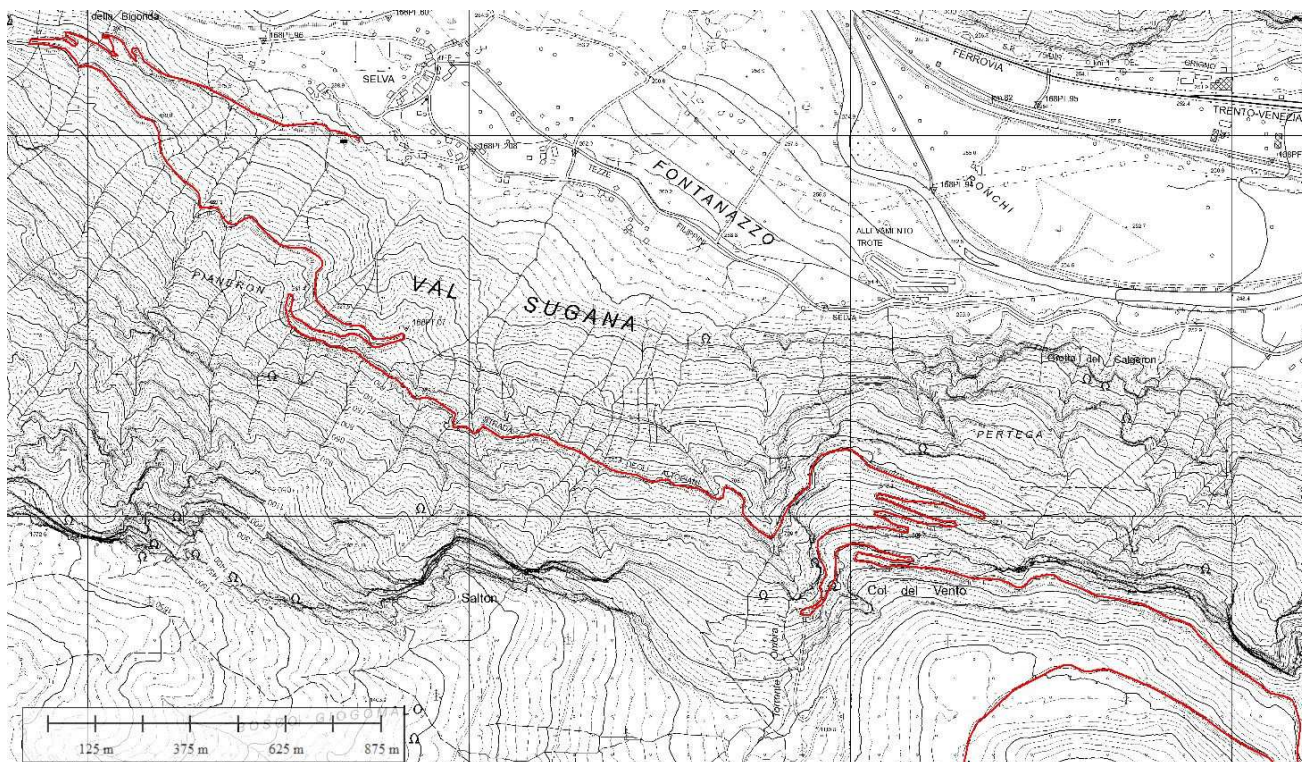


Fig. 2.2: ubicazione strada sulla corografia PAT 2015 scala 1:10.000.

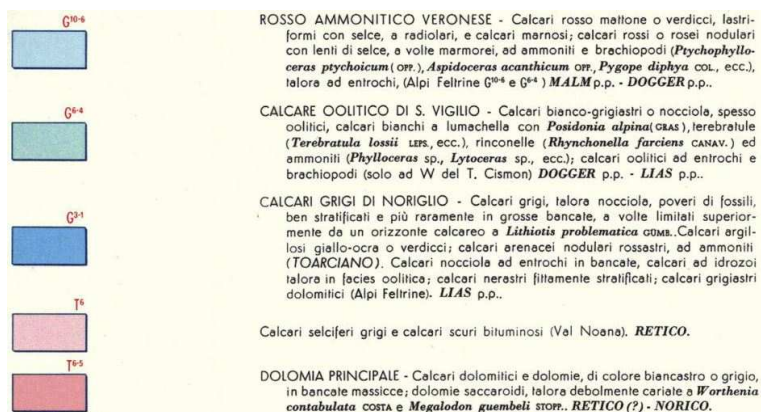


Fig. 3.2: la strada sulla Carta Geologica d'Italia 1:100.000 Foglio "Feltre".

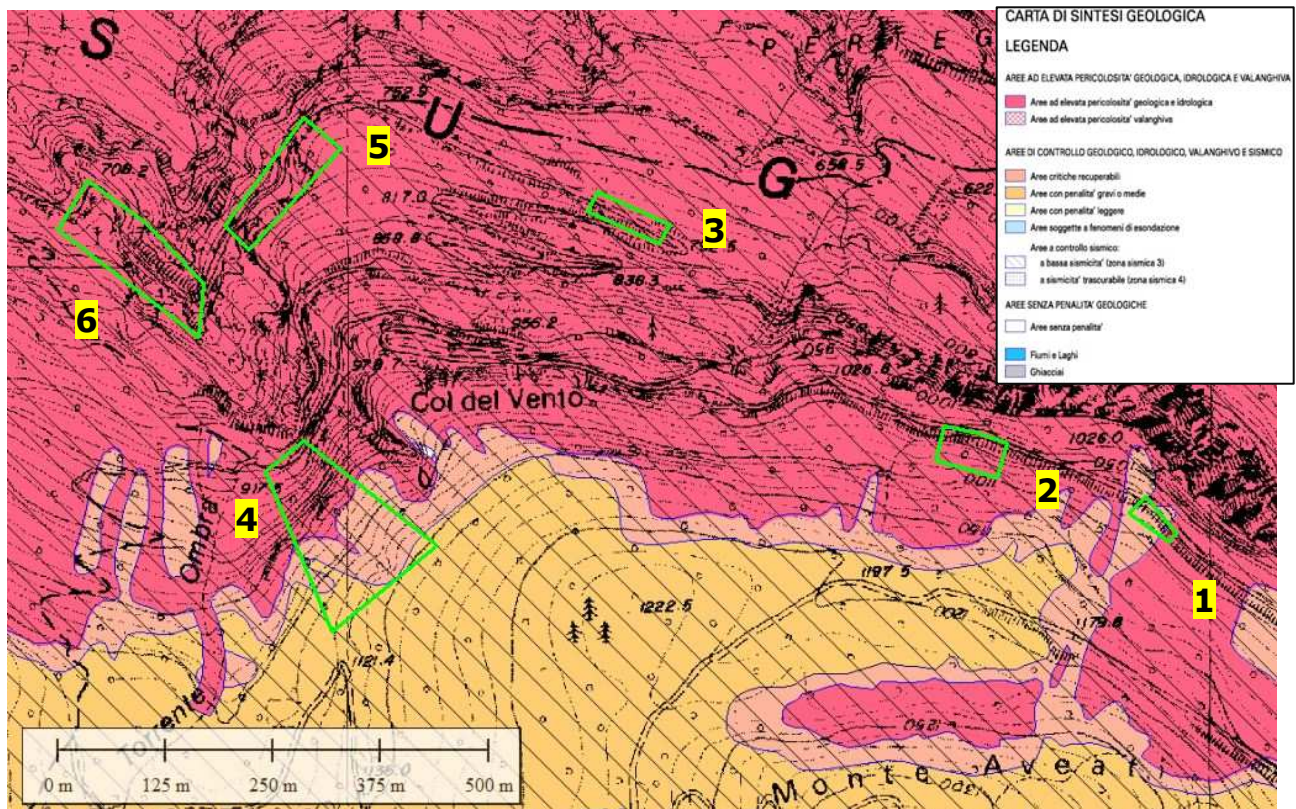


Fig. 4.2: le 6 zone di intervento sulla CSG del P.U.P. Var. 2014.

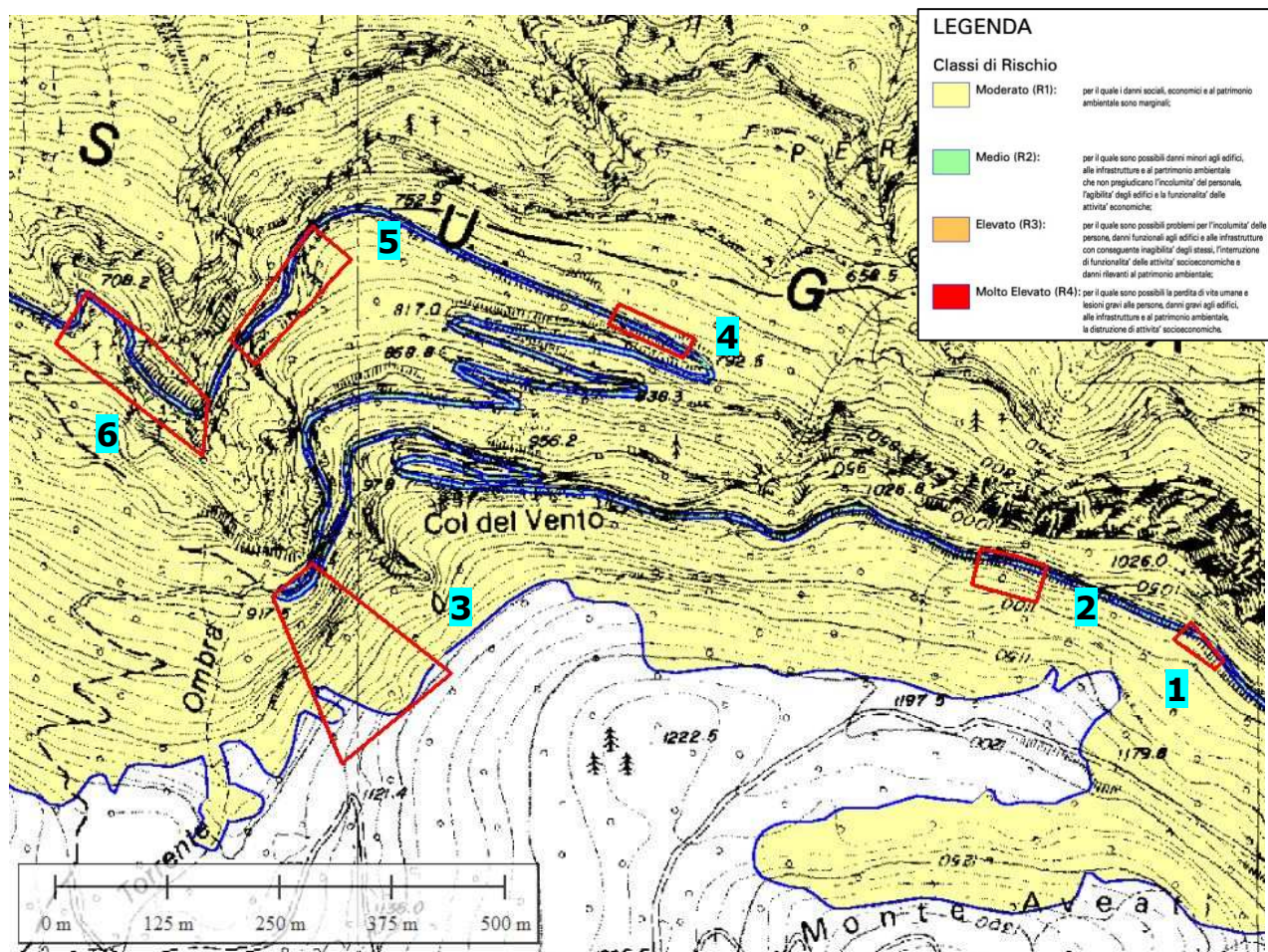


Fig. 5.2: carta del rischio del P.G.U.A.P..

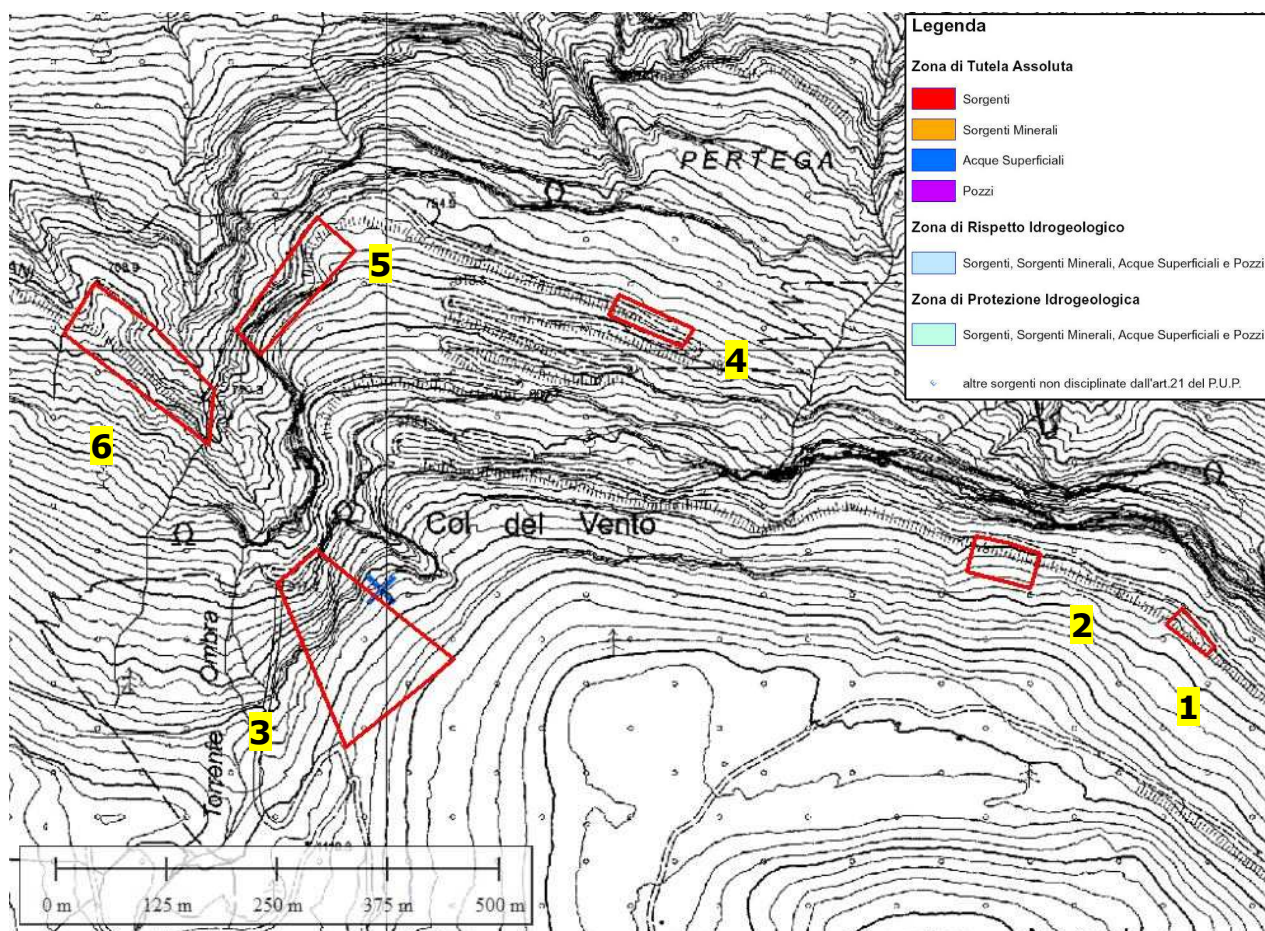


Fig. 6.2: Carta delle Risorse Idriche del PUP Var. 2015. Non vi sono vincoli di carattere idrogeologico.

3 Opere previste, geologia al contorno e stratigrafia dei terreni

Sono state scelte 6 diverse zone di intervento, caratterizzate da problematiche relative alla caduta massi (3, 5 e 6), da movimenti di versante (2) e da cedimenti del corpo stradale (1 e 4), ubicati nelle planimetrie precedentemente allegate. Le opere vengono di seguito descritte, assieme al contesto in cui si inseriscono. Per la definizione indicativa della stratigrafia dei terreni, dove possibile e necessario, oltre ai rilievi di superficie si sono effettuati 6 sondaggi a "distruzione di nucleo".

3.1 Zona di intervento 1

Questa zona di intervento, la più in quota di tutte (1063 m s.m.m.), riguarda la sistemazione di un "cedimento" che presenta un tratto di circa 10 - 12 m della metà a valle della carreggiata stradale, qualche centinaio di metri a valle del tornante n. 18 (foto 1.3.1). Tenuto sotto controllo da tempo l'avvallamento appariva approfondirsi ed ampliarsi progressivamente, per cui si è deciso di procedere alla sua sistemazione. Le indagini effettuate sul sito agli estremi dell'avvallamento (2 sondaggi a "distruzione di nucleo", ubicazione in figg. 1÷3.3.1, foto 2.3.1 e 3.3.1) hanno mostrato una discreta profondità della roccia (fra 2.30 m e 2.80 m dal piano stradale), ricoperta da materiale detritico grossolano arido, "umido" e con matrice limosa al contatto con il substrato.

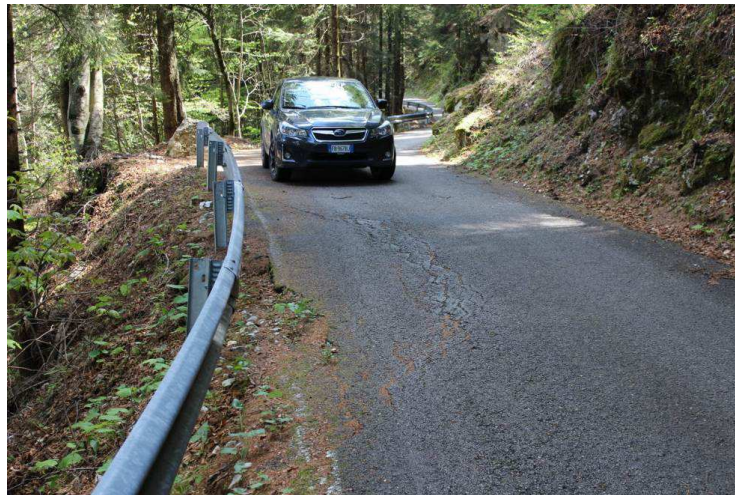
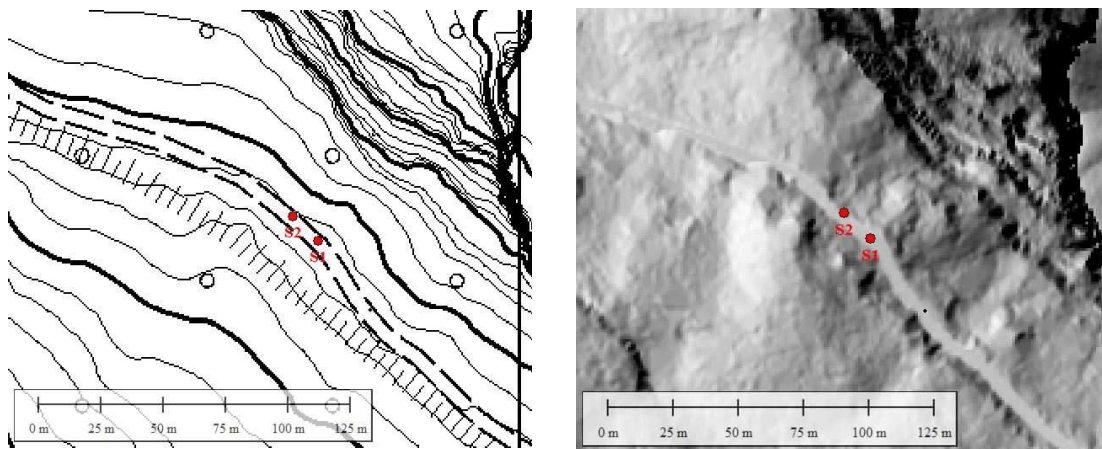


Foto 1.3.1: vista sull'avvallamento oggetto dell'intervento 1.



Figg. 1.3.1 e 2.3.1: ubicazione sondaggi S1 – S2 e zona di intervento 1 sulla carta tecnica e sul DTM PAT.

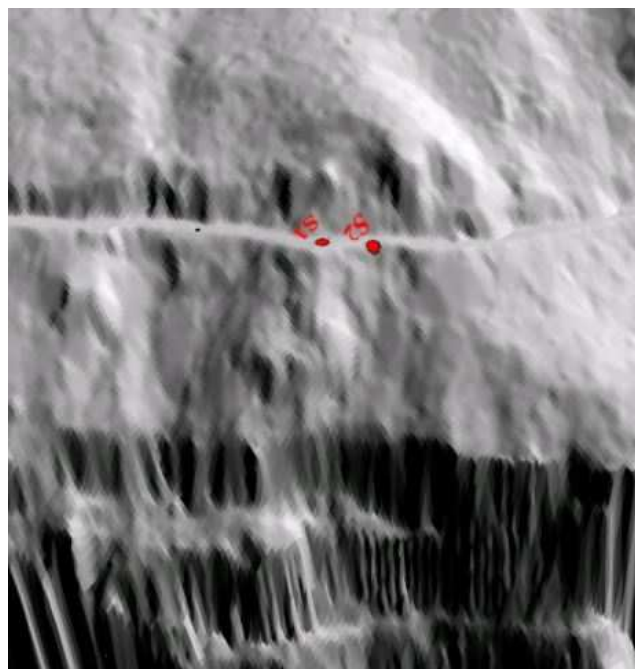


Fig. 3.3.1; vista DTM da Nord della zona di intervento 1 con ubicazione dei sondaggi S1 (monte) e S2 (valle). La morfologia del pendio fa pensare alla presenza di una incipiente valletta sepolta.



Foto 2.3.1 e 3.3.1: da sinistra i sondaggi S1 e S2. Il primo mostra la roccia (Calcari Grigi di Noriglio) ad una profondità di 2.30 m dal p.c., il secondo a 2.80 m. La copertura è costituita da detrito calcareo e calcareo – dolomitico arido e compatto, solo in prossimità del contatto con il substrato caratterizzato da un elevato tenore in matrice fine limosa marrone – rossastra e da condizioni di “umidità”.

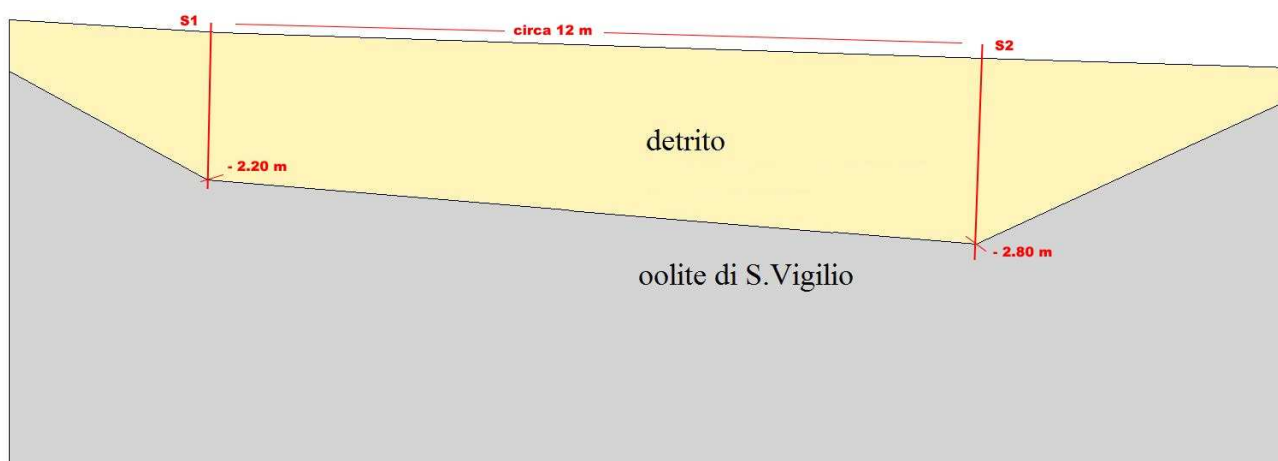


Fig. 4.3.1: sezione geologica indicativa fra le verticali di S1 e S 2 della zona di intervento 1.

E' evidente che il materiale di riempimento della depressione gravato dai carichi stradali tende a traslare in modo lento verso valle, a causa del livello "saponetta" presente all'interfaccia con la roccia ed all'acqua che probabilmente vi scorre nei periodi di pioggia o del disgelo. Data l'osservata evoluzione lenta del fenomeno e viste le dimensioni ridotte della depressione sepolta, non sono da attendersi accelerazioni parossistiche del fenomeno e pertanto, dati i gravosi interventi previsti più a valle, il risparmio di risorse suggerisce di procedere alla sistemazione della strada mediante la realizzazione di un solettone in cls armato di lunghezza 15 – 16 m e larghezza 2, messo in opera dopo adeguata scarifica e posa di materiale di sottofondo rullato e costipato. Essa poggerà con 3 lati su terreno stabile e distribuirà i carichi, permettendo così il contenimento del cedimento della carreggiata.

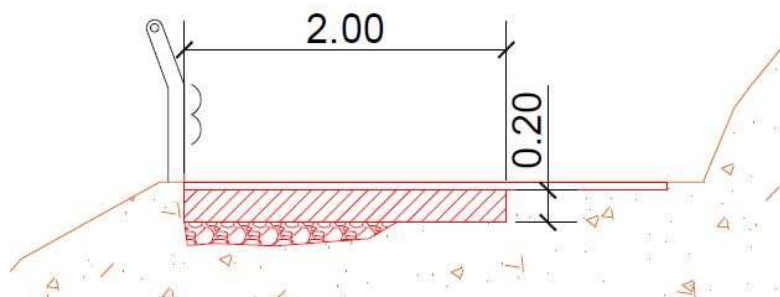


Fig. 5.3.1: sezione del solettone previsto lungo la zona di intervento 1.

Per completezza di trattazione si allega un estratto della carta geolittologica redatta dal Servizio Geologico della PAT che, coerentemente con quanto osservato dal rilievo di superficie, riporta affiorare lungo la zona i calcari della Formazione di Rotzo (ex "Calcari Oolitici di San Vigilio").

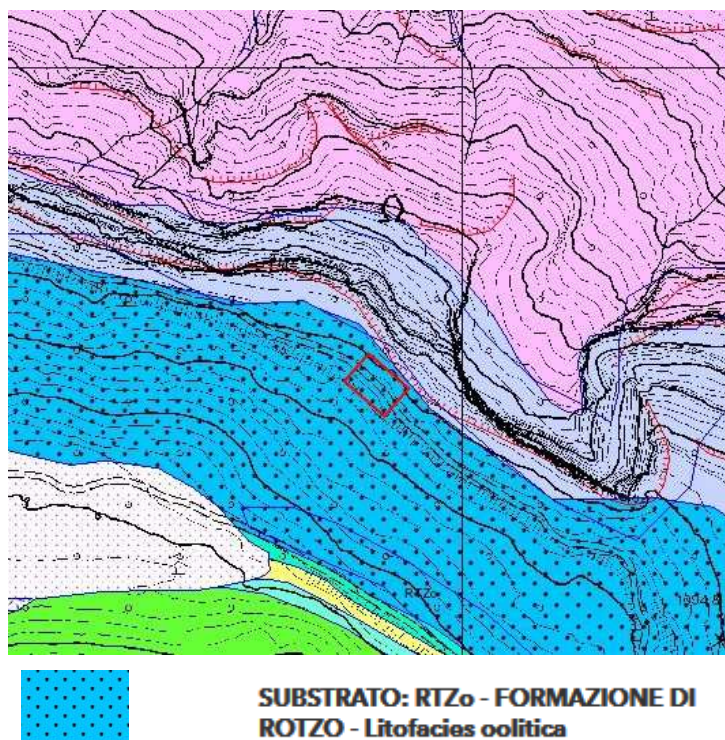


Fig. 6.3.1: estratto carta geo litologica edita dal S.G. della PAT con ubicazione del sito 1 in esame. Questo tratto di versante è caratterizzato dall'affioramento dei Calcari di Rotzo (Oolite di San Vigilio).

3.2 Zona di intervento 2

Questa zona di intervento si situa circa 235 m a valle (Ovest) della zona 1, alla quota media di 1040 m s.m.m. (carreggiata) ed interessa in modo evidente un tratto di strada di ampiezza 15 m circa, il cui muro di sostegno verso monte è dislocato da un movimento lento di versante. Trattasi anche in questo caso di una valle sepolta da detrito e sulla cui superficie "galleggiano" grossi blocchi calcarei di Rosso Ammonitico". Uno di questi costituisce la propaggine più avanzata e visibile in superficie del movimento, dato che oramai esso si sporge di almeno una 40 – 50 cm sulla carreggiata della strada ed è in continuo e lento avanzamento.

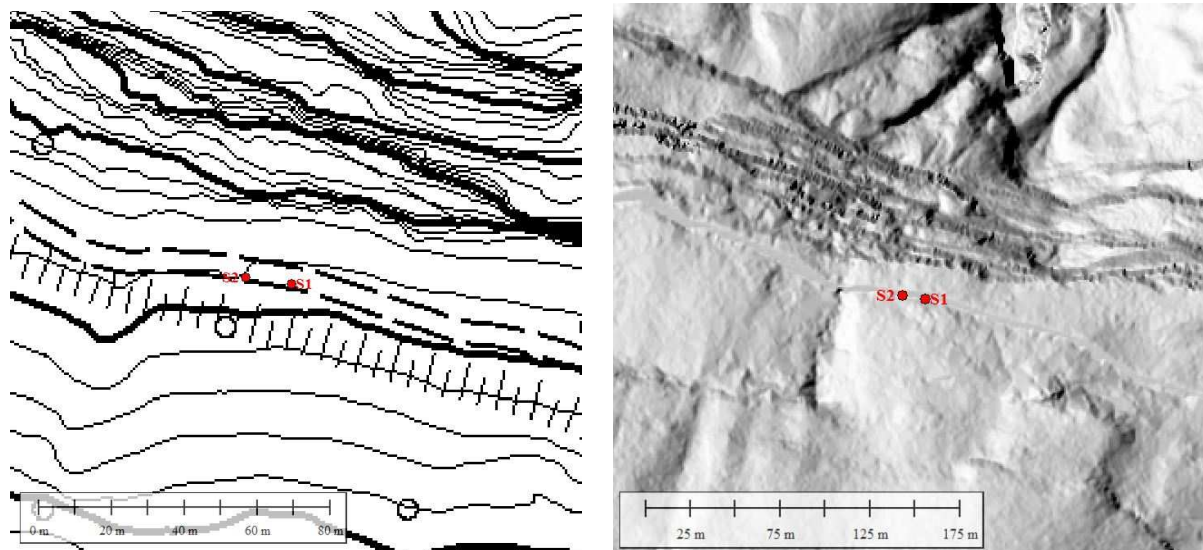


Foto 1.3.2 e 2.3.2: vista panoramica e ravvicinata sulla "punta" più avanzata della frana che interessa il versante a monte della strada (zona di intervento 2). Grossi trovanti di Rosso Ammonitico "galleggiano" sul detrito che colma la valletta sepolta.



Foto 3.3.2 e 4.3.2: da sinistra la fessura di un blocco alla base del grande masso in "avanzamento" sulla strada a novembre 2017 e ad aprile 2018. In poco più di 4 mesi la fessura si è aperta di qualche millimetro, mentre lo spostamento del blocco sovrastante è dell'ordine dei centimetri.

Le indagini effettuate sul sito agli estremi della parte più evidente della frana (2 sondaggi a "distruzione di nucleo" distanti 12 m l'uno dall'altro, con inclinazione a 24° dall'orizzontale) hanno mostrato una discreta profondità della roccia (Oolite di San Vigilio), ovvero in S1 9.0 m dal p.c. sull'inclinata ed in S2 7.50 m sull'inclinata. Il materiale sovrastante è detritico, grossolano ma in matrice sabbioso limosa, molto abbondante e prevalentemente limosa a partire da 4.50 m sull'inclinata di entrambi i sondaggi. Da tale quota inoltre esso appariva molto umido e ciò si interpreta come presenza di filtrazioni idriche.



Figg. 1.3.2 e 2.3.2: ubicazione sondaggi S1 – S2 e zona di intervento 2 sulla carta tecnica e sul DTM PAT.



Foto 5.3.2 e 6.3.2: da sinistra i sondaggi S1 e S2. Il primo mostra la roccia (Calcari Grigi di Noriglio) ad una profondità di 9 m sull'inclinata, in S2 la roccia è a 7.50 m. In entrambi la copertura è ricca di matrice, in particolare dalle profondità di 4.50 m, oltre le quali il terreno è saturo.

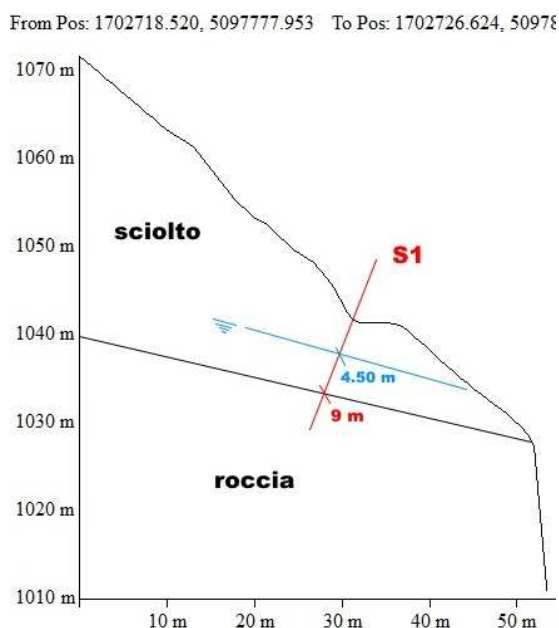


Fig. 3.3.2: le perforazioni sono state effettuate inclinata a 24° dalla verticale, alla base del muro di sostegno della strada (vedi foto). Si ricavano profondità della roccia (Oolite di San Vigilio) sull'inclinata comprese fra 9 m (S1) e circa 7.50 m (S2).

L'analisi del DTM PAT fa pensare che il movimento franoso sia in realtà più ampio di quanto rilevabile in campo, ovvero che al piede l'ampiezza del fenomeno sia di almeno 40 - 50 m contro i 15 misurati lungo la muratura di monte che risulta visivamente in traslazione; molto probabilmente il movimento è differenziale, con settore centrale in avanzamento a velocità maggiore, ma rapidamente decrescente lateralmente. Ai fini del contenimento della frana, anche in considerazione delle limitate risorse a disposizione, l'intervento verrà effettuato su di un'ampiezza di versante pari a circa 15 m, ovvero quella che sta subendo una evidente traslazione.

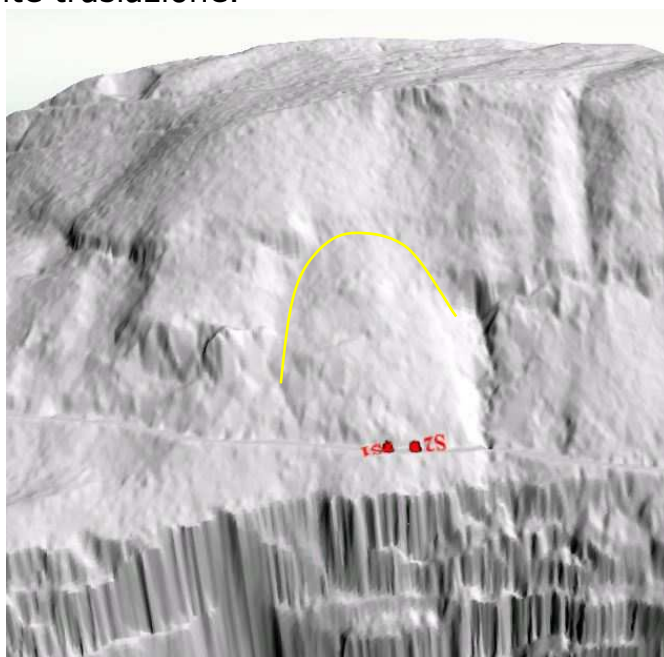


Fig. 4.3.2: vista DTM da Nord del versante in esame. L'analisi dell'immagine fa intravedere una nicchia relativa ad un movimento molto più ampio lateralmente di quello "fresco" rilevato in campo.

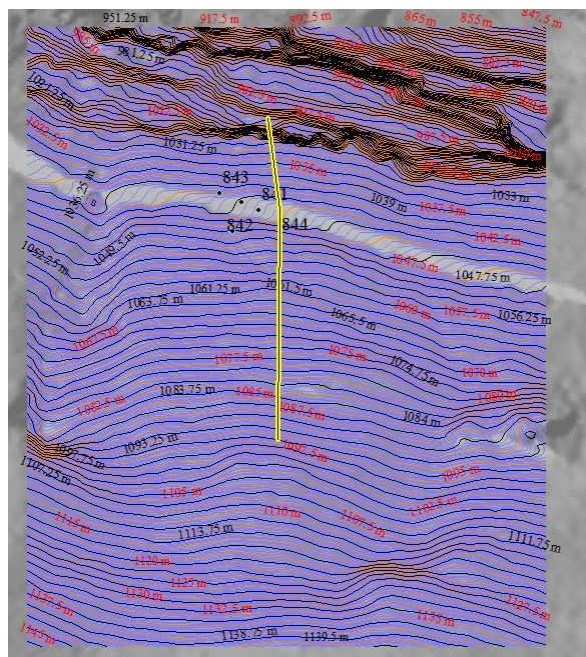


Fig. 5.3.2: DTM del pendio in esame (con curve di livello eqd 0.25 m) e traccia della sezione di fig. 6.3.2.

From Pos: 1702719.994, 5097835.981

To Pos: 1702722.580, 5097752.974

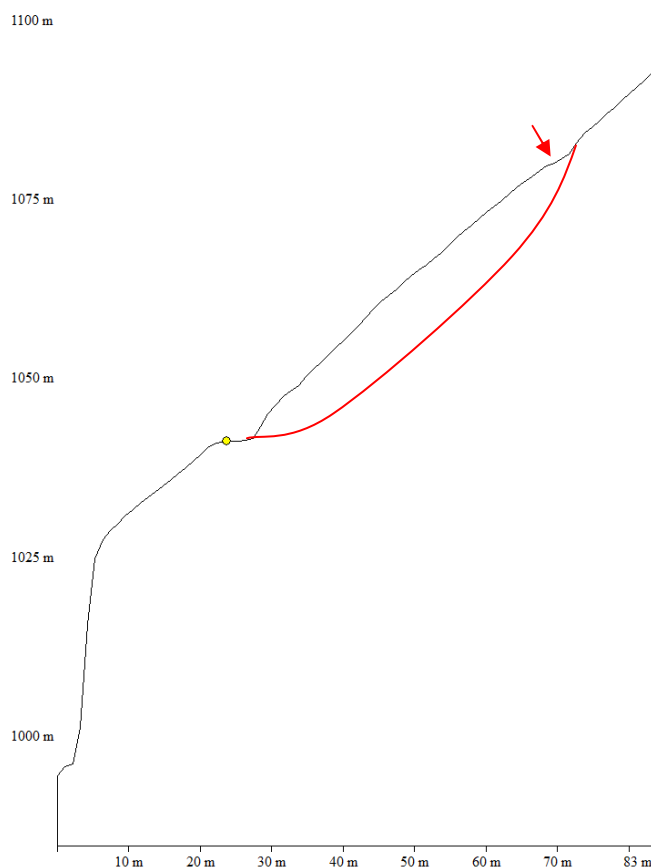


Fig. 6.3.2: sezione perpendicolare al versante desunta dal DTM di fig. 5.3.2. E' chiaramente identificabile la piccola scarpata al coronamento della frana. La linea rossa indica la superficie di rottura che la situazione geologica del pendio e la sua morfologia rendono più probabile. Sulle geometrie del versante e della superficie di rottura è stata effettuata la "back analysis" descritta nella relazione geotecnica allegata.



Foto 7.3.2: vista sul pendio a monte della strada della zona di intervento 2. La delimitazione in campo della nicchia "attiva" è abbastanza chiara, ma essa risulta meno estesa lateralmente di come si evince dall'analisi LIDAR. Il movimento ora ha pertanto una velocità maggiore al centro, ma che diminuisce lateralmente fino ad annullarsi nel giro di pochi metri. Per tale motivo si è deciso di limitare l'azione di contenimento ad una fascia di ampiezza 15 m circa.

Le ricognizioni effettuate in campo all'intorno della frana non hanno rilevato deformazioni visibili nel corpo della strada od a valle della stessa, per cui la superficie di rottura più probabile è quella schematizzata nella fig. 6.3.2 della pagina precedente.

Trattasi di un movimento rotazionale – traslativo, impostato sul livello detritico a matrice fine, reso geotecnicamente scadente dalle filtrazioni idriche.

Per il suo contenimento si è prevista la realizzazione alla base del pendio di una muratura, che "ingloberà" il masso sporgente (che sarà poi "segato" una volta terminata la muratura), consolidata con 2 file di tiranti in barra diametro 26.50 mm di lunghezza 18 m e 20 m; in nuovo muro "ingloberà" e fonderà (ma su micropali di lunghezza totale 6 m (4.50 m dal p.c.).

Dreni suborizzontali abatteranno infine la sovrappressione idraulica.

In nessun modo si effettueranno scavi, dato che ciò potrebbe portare a destabilizzare in maniera pericolosa il versante, dando luogo a movimenti che potrebbero assumere anche un carattere parossistico².

² In uno dei primi interventi di sistemazione effettuati sulla strada, in una situazione molto simile a quella in oggetto, un modesto scavo al piede del versante a seguito di una sua traslazione, ha determinato l'innesco di una frana il cui contenimento è stato poi molto difficoltoso ed oneroso.

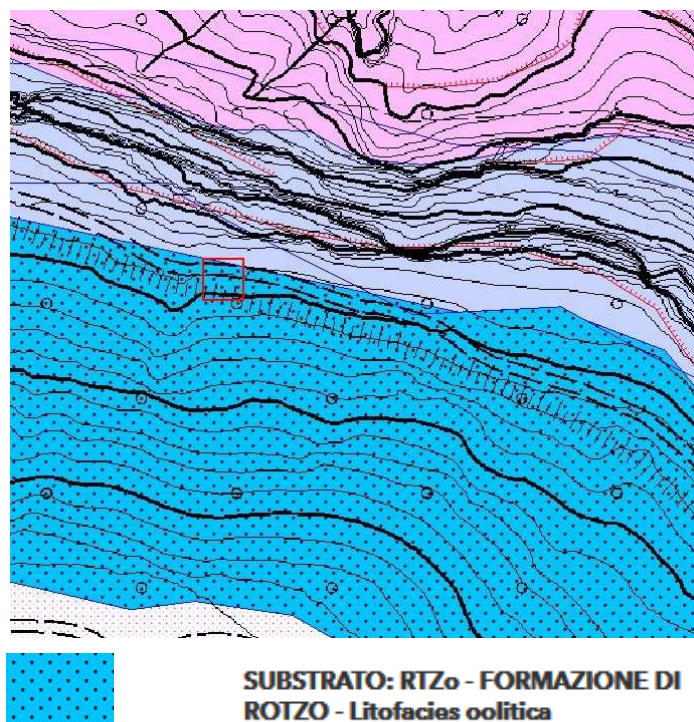


Fig. 7.3.2: estratto carta geo litologica edita dal S.G. della PAT con ubicazione del sito 2 in esame. Questo tratto di versante è caratterizzato dall'affioramento dei Calcari di Rotzo (Oolite di San Vigilio).

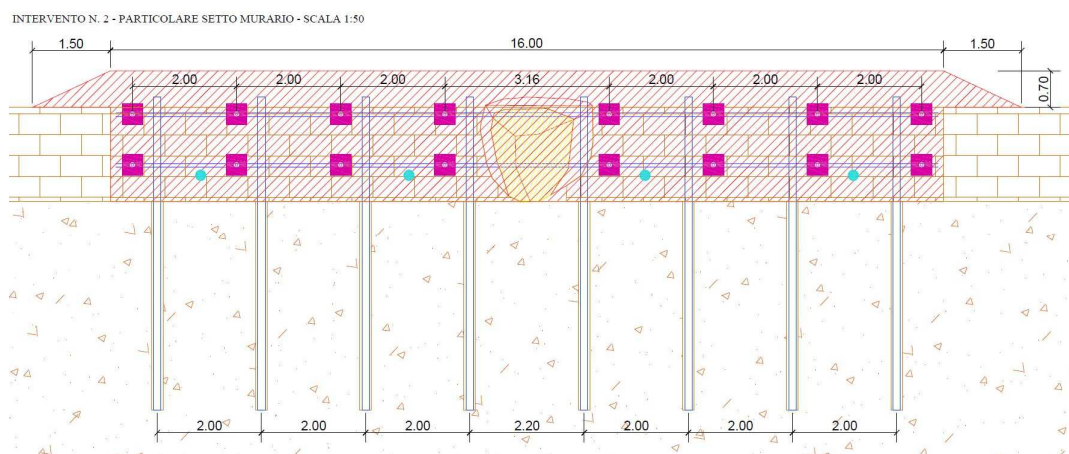


Fig. 8.3.2: prospetto del muro tirantato di progetto.



Fig. 9.3.2: sezione di progetto.

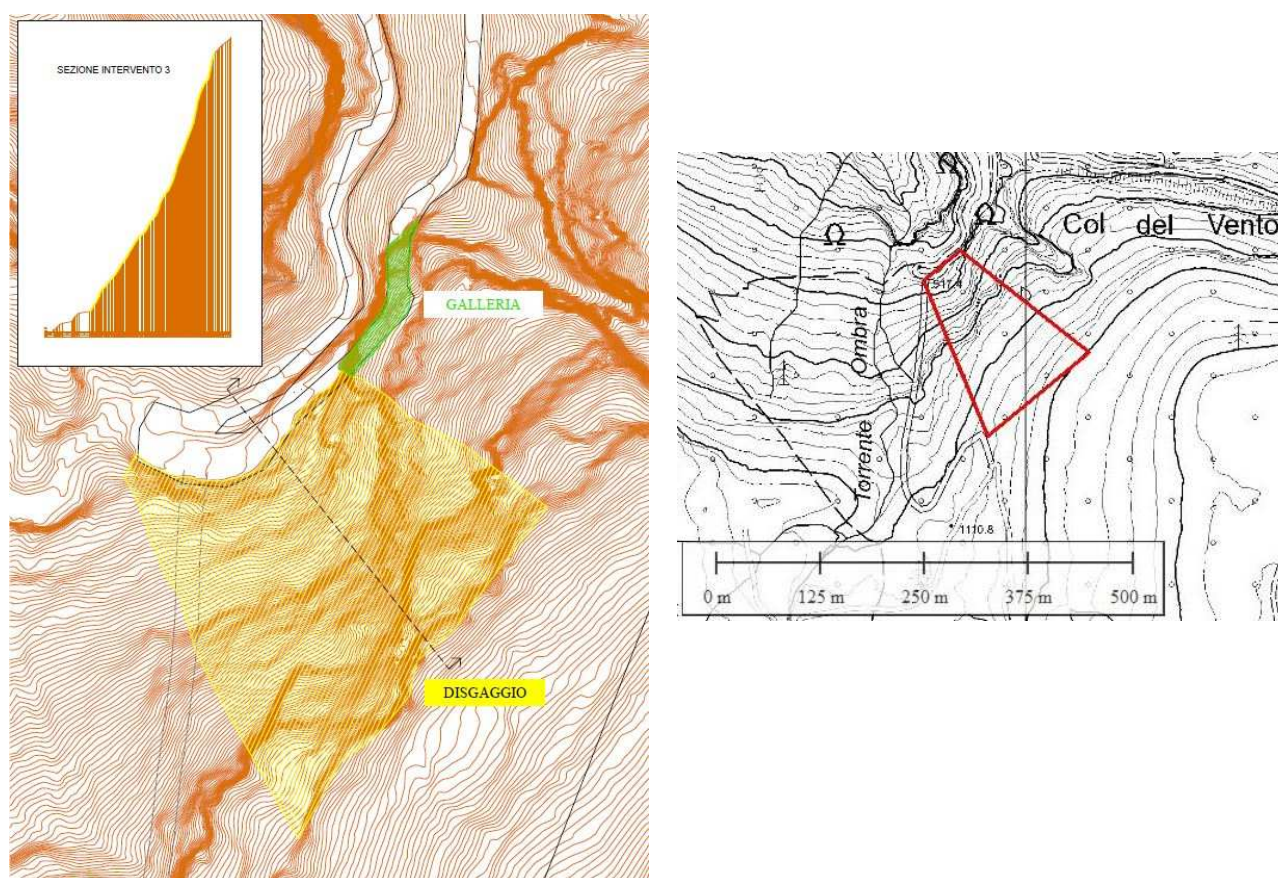
3.3 Zona di intervento 3

La strada degli Altipiani è oggetto di interventi di manutenzione annuali aventi lo scopo di mitigare il più possibile la pericolosità da caduta massi; stante le scarse risorse a disposizione, in anni di esperienza si è osservato che, data la particolare conformazione morfologica e geologica dei versanti attraversati dalla strada, in molte zone i disgaggi permettono di abbattere significativamente la probabilità dei crolli di massi sulla strada.

Ovviamente il disgaggio è selettivo e riguarda blocchi instabili la cui rimozione non comporta il detensionamento del retrostante ammasso o zone del versante ove sono presenti massi derivanti da precedenti crolli, trattenuti da alberi o avvallamenti del terreno.

I disgaggi effettuati negli anni hanno "liberato" un notevolissimo quantitativo di massi, il più delle volte solo con azioni manuali, senza l'ausilio di martinetti idraulici o altri utensili. Ciò significa che i blocchi disgaggiati avrebbero potuto crollare sulla strada già solo per il passaggio di selvaggina, lo schianto di piante o per l'azione del gelo.

In considerazione di ciò nel presente progetto si è deciso di intervenire con un'azione di disgaggio che riguarda un tratto di versante in cui sono certamente presenti numerosi blocchi instabili, sia in affioramento roccioso che già mobilizzati, ma trattenuti da piante o asperità del versante. La superficie da "bonificare" è di circa 12.000 m².



Figg. 1.3.3 e 2.3.3: rilievo di progetto ed ubicazione indicativa area su CTR PAT.



Fig. 3.3.3 e foto 1.3.3: DTM 3D da NO sull'area di intervento 3 e sua panoramica.

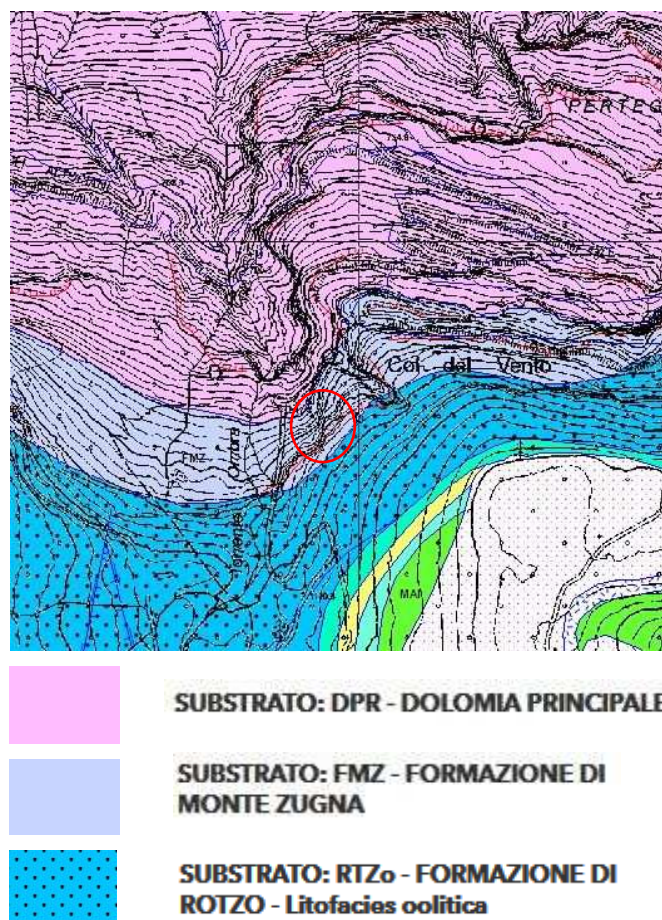


Fig. 4.3.3: estratto carta geo litologica edita dal S.G. della PAT con ubicazione del sito 3 in esame. Questo tratto di versante alla base è caratterizzato dall'affioramento della Dolomia Principale, poi dai Calcari Grigi di Noriglio (F. M. Zugna) i Calcari di Rotzo (Oolite di San Vigilio).

La presenza in quota dei calcari di Monte Zugna e di Rotzo (Calcari Grigi di Noriglio e Oolite di San Vigilio) fa prevedere il disgaggio di blocchi di dimensioni importanti; si provvederà pertanto a salvaguardare guard rail e manto stradale mediante l'asportazione dei primi e la copertura con sabbia dell'asfalto.

3.4 Zona di intervento 4

Questa zona di intervento, posta alla quota media di circa 786 m s.m.m., riguarda la sistemazione di un "cedimento" che presenta un tratto di circa 20 m della metà a valle della carreggiata stradale, pochi metri a Ovest (valle) del tornante n. 10 (foto 1.3.4). Tenuto sotto controllo da tempo l'avvallamento appariva approfondirsi ed ampliarsi progressivamente (negli anni sono state effettuate inutilmente numerose "ricariche"), per cui si è deciso di procedere alla sua sistemazione. Le indagini effettuate sul sito agli estremi ed al centro dell'avvallamento (3 sondaggi a "distruzione di nucleo", ubicazione nelle figg. 1÷3.3.4, foto 2.3.4 e 3.3.4) hanno mostrato una discreta profondità della dolomia (fra 4.70 m e 3.50 m dal piano stradale, decrescente verso valle), ricoperta da materiale detritico grossolano arido, "umido" e con matrice limosa al contatto con il substrato.

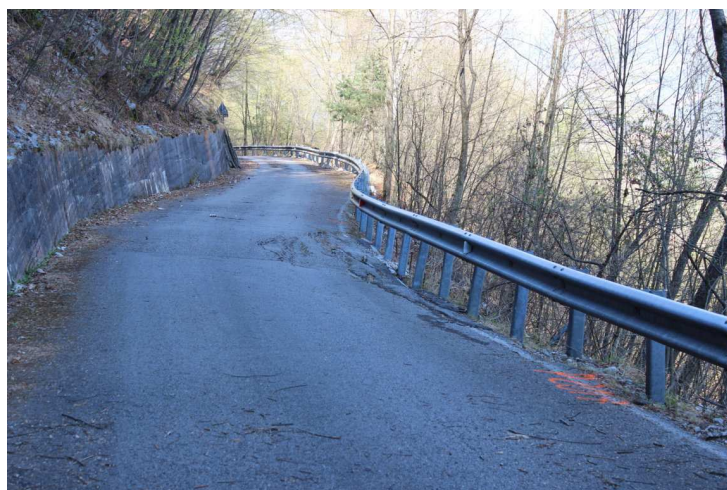
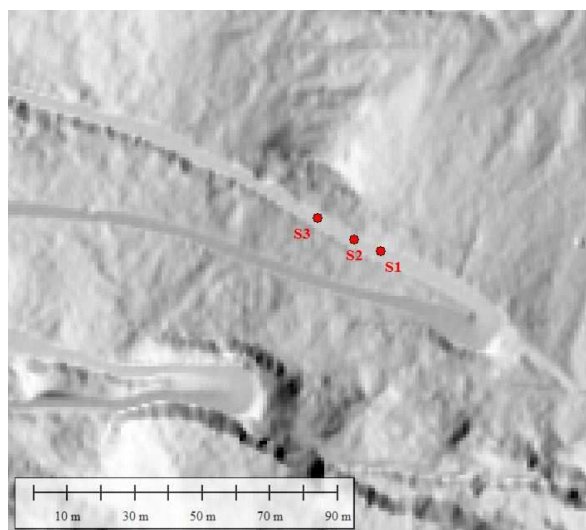
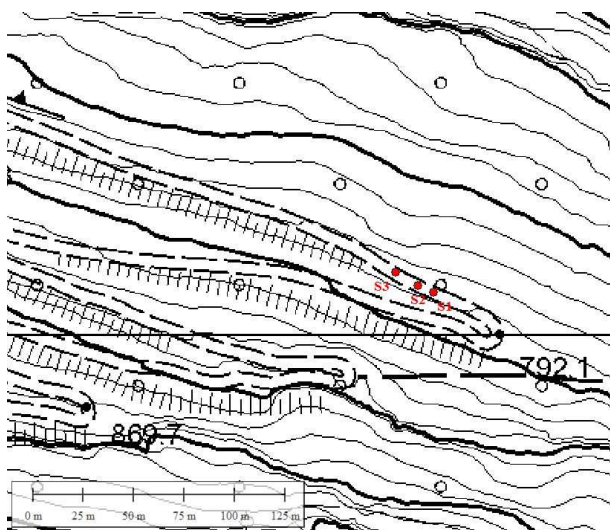


Foto 1.3.4: vista sull'avvallamento oggetto dell'intervento 4.



Figg. 1.3.4 e 2.3.4: ubicazione sondaggi S1 – S2 – S3 e zona di intervento 4 sulla carta tecnica e sul DTM PAT.

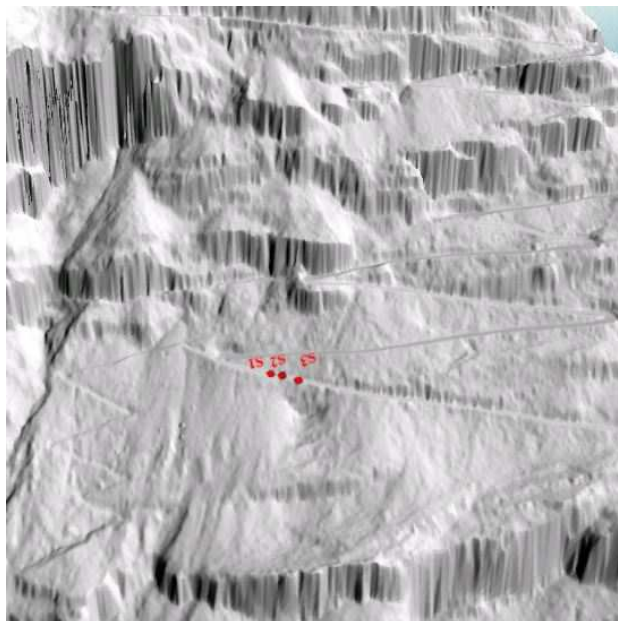


Fig. 3.3.4; vista DTM da Nord della zona di intervento 4 con ubicazione dei sondaggi S1 (monte), S2 e S3 (valle). La morfologia del pendio fa pensare alla presenza di una valletta sepolta.



Foto 2.4.1 e 3.4.1: da sinistra i sondaggi S1 S2 e S2. Il primo mostra la roccia (Dolomia Principale) ad una profondità di 4.70 m dal p.c., il secondo a 4.50 m ed il terzo a 3.50 m. La copertura è costituita da detrito calcareo e calcareo – dolomitico arido e compatto, solo in prossimità del contatto con il substrato caratterizzato da un elevato tenore in matrice fine limosa marrone – rossastra e da condizioni di “umidità”.

La discreta profondità della roccia rilevata lungo la zona in cedimento (- 4.70 m in S1, - 4.50 m in S2 e - 3.50 m in S3), nonché la progressione costante del fenomeno, consigliano in questa situazione la realizzazione di un cordolo in cls inglobante la testata di una paratia “berlinese” (micropali con disposizione a “cavalletto”) e centralmente di una soletta in cls armato a loro solidali. La lunghezza della paratia sarà di 20 m, della soletta centrale 10 m (larghezza 2.50 m).

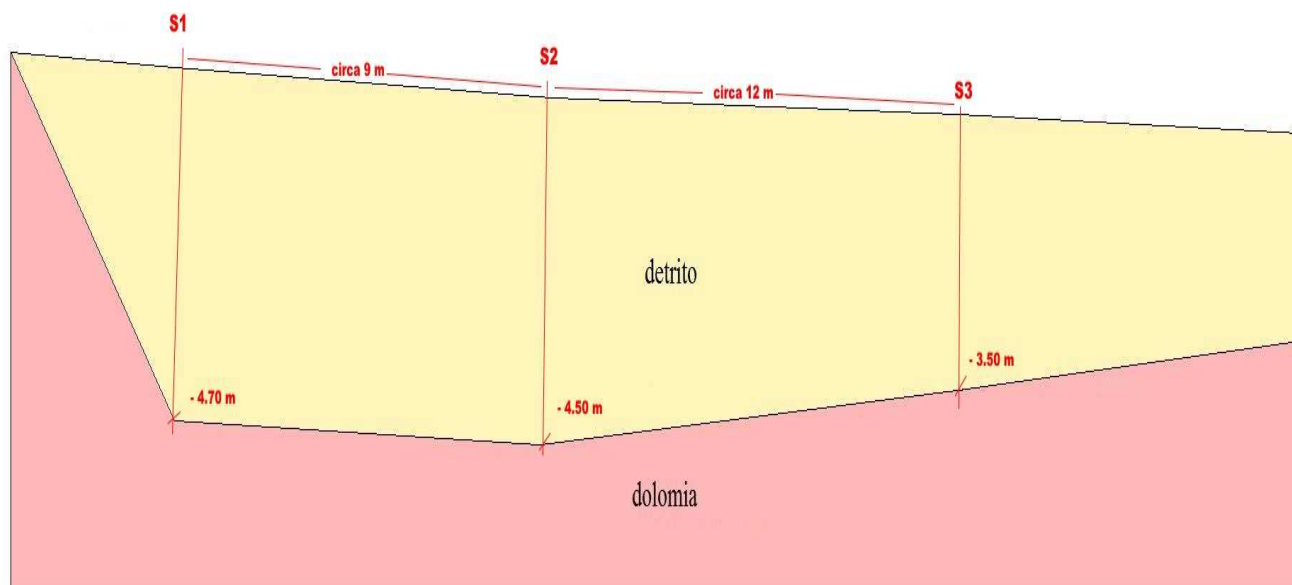


Fig. 4.3.4: sezione geologica indicativa fra le verticali di S1, S2 e S3 della zona di intervento 4 (scala verticale esagerata).

E' evidente che il materiale di riempimento della depressione gravato dai carichi stradali tende a traslare in modo lento verso valle, a causa del livello "saponetta" presente all'interfaccia con la roccia ed all'acqua che probabilmente vi scorre nei periodi di pioggia o del disgelo.

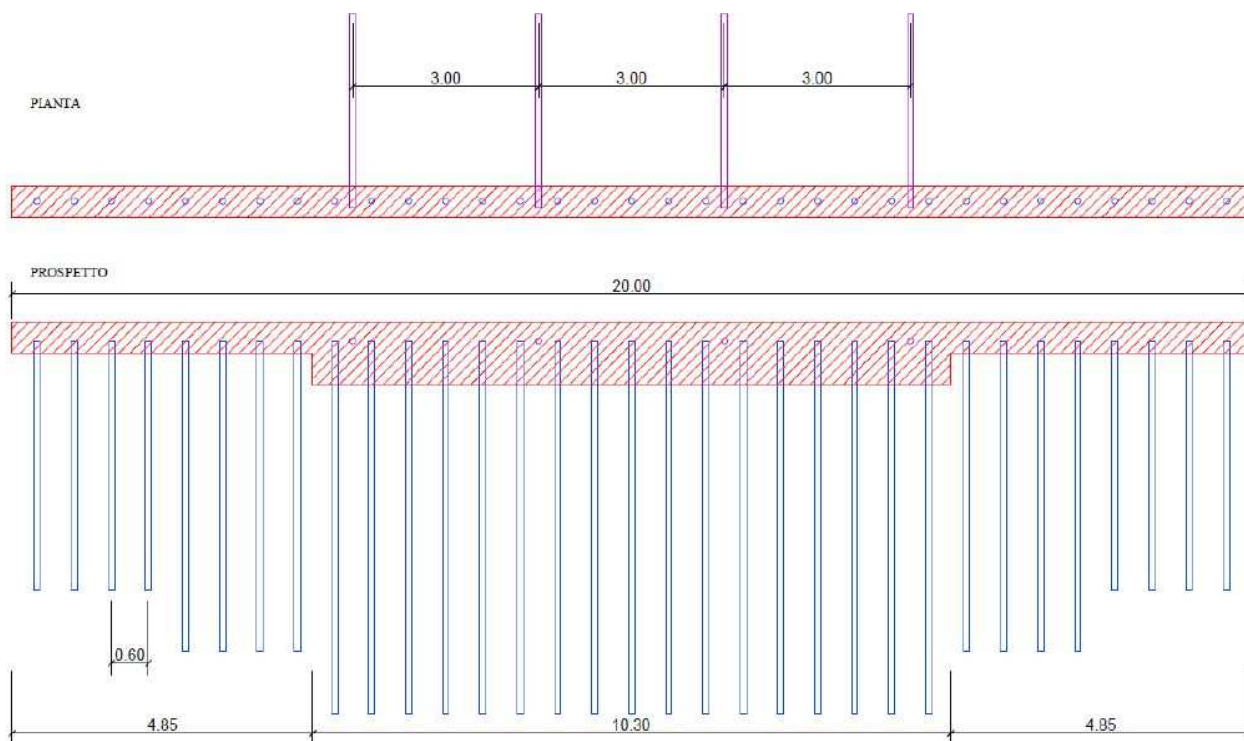


Fig. 5.3.4: planimetria e prospetto delle opere previste nella zona 4.

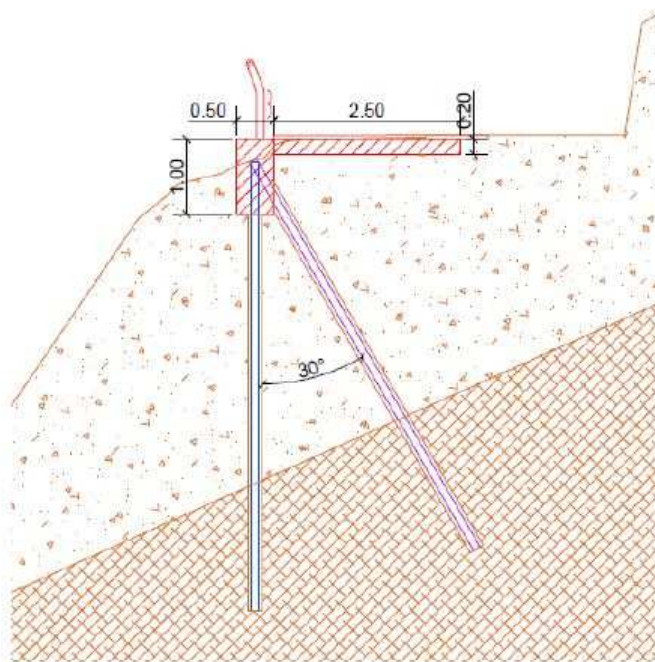


Fig. 6.3.4: sezione su berline e solettone della zona 4.

Per completezza di trattazione si allega un estratto della carta geolitologica redatta dal Servizio Geologico della PAT che, coerentemente con quanto osservato dal rilievo di superficie, riporta affiorare lungo la zona la roccia della Formazione della "Dolomia Principale".

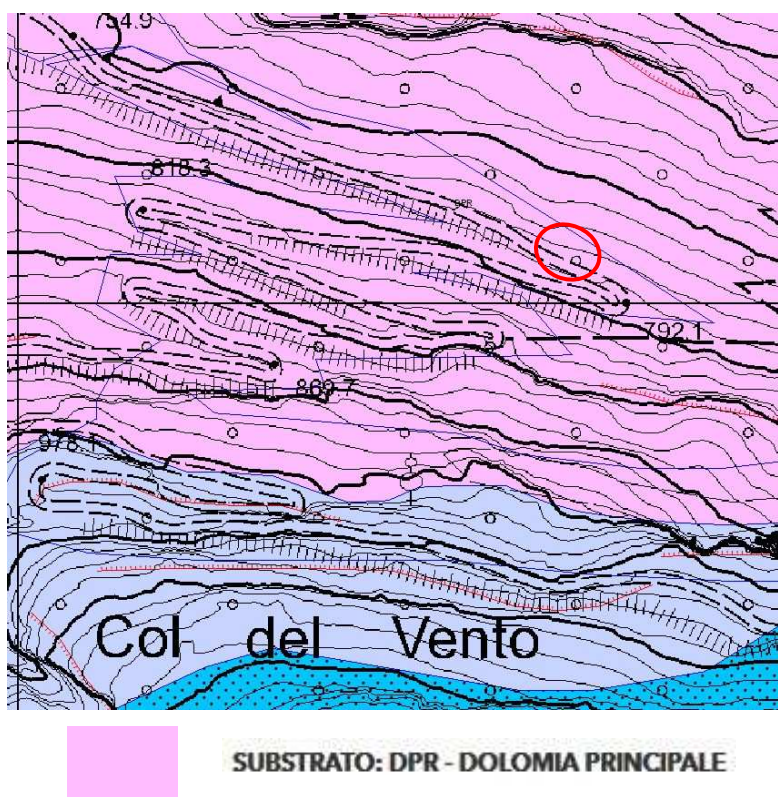


Fig. 7.3.4: estratto carta geolitologica edita dal S.G. della PAT con ubicazione del sito 4 in esame. Questo tratto di versante è caratterizzato dall'affioramento della roccia della Dolomia Principale.

3.5 Zone di intervento 5 e 6

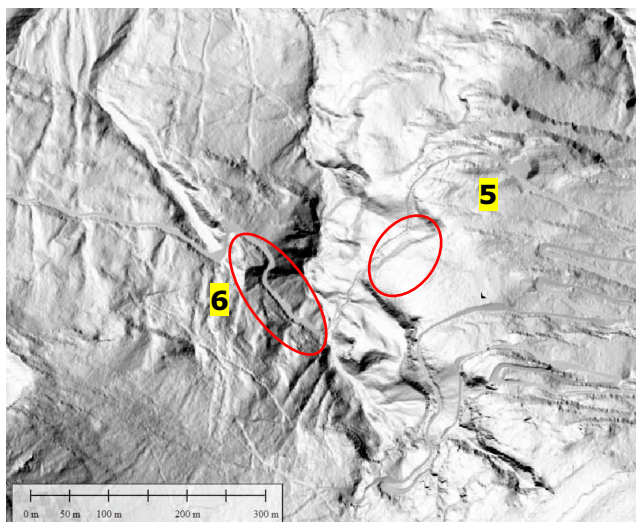
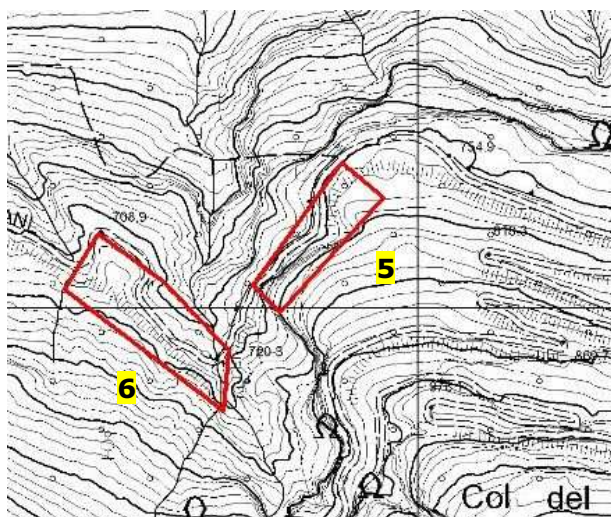
Dalle esperienze cumulate nei lavori effettuati lungo la viabilità negli ultimi anni, emerge che un'altra tipologia di intervento efficace nella mitigazione del rischio di caduta massi, oltre che compatibile con le poche risorse disponibili, è il rivestimento dei versanti dolomitici immediatamente incombenti sulla strada con rete in acciaio a doppia torsione, localmente "rinforzata" con funi in acciaio in corrispondenza di blocchi instabili di dimensioni significative.

Detta tipologia di intervento è efficace poiché la dolomia, nel complesso notevolmente fratturata e alterata, tende a rilasciare blocchi di dimensioni più contenute dei calcari ed inoltre affiora su pareti rocciose di elevazione generalmente contenuta e abbastanza facilmente accessibili dalla strada. Ciò è dovuto al fatto che, in generale, fino alla sua zona medio – terminale la strada è stata realizzata per scavo in un versante roccioso dolomitico non verticale; le rampe incombenti sulla strada sono pertanto prodotto dell'azione antropica ed alla loro sommità il versante riprende a salire con la sua inclinazione naturale. Ovviamente la posa delle reti è preceduta dal disgaggio della parete ed integrata da analoga attività, oltre che dal taglio selettivo delle piante, lungo il versante a monte. Alla sommità della parete inoltre, lungo il settore ove avviene il cambio di pendenza con il pendio naturale, si realizza normalmente una piccola barriera (risvoltando la rete di rivestimento sottostante) allo scopo di trattenere eventuali piccoli massi in caduta dal pendio (vedi foto 3.3.5).

Le attività sopra descritte verranno pertanto effettuate anche lungo le zone di intervento 5 e 6, come di seguito esposto.



Foto 1.3.5 e 2.3.5: da sinistra vista sulla disarticolata parete rocciosa di un tratto della zona di intervento 5 e panoramica sulla parete della zona 6.



Figg. 1.3.5 e 2.3.5: ubicazione delle zone 5 e 6 sulla CTP e sul DTM PAT.

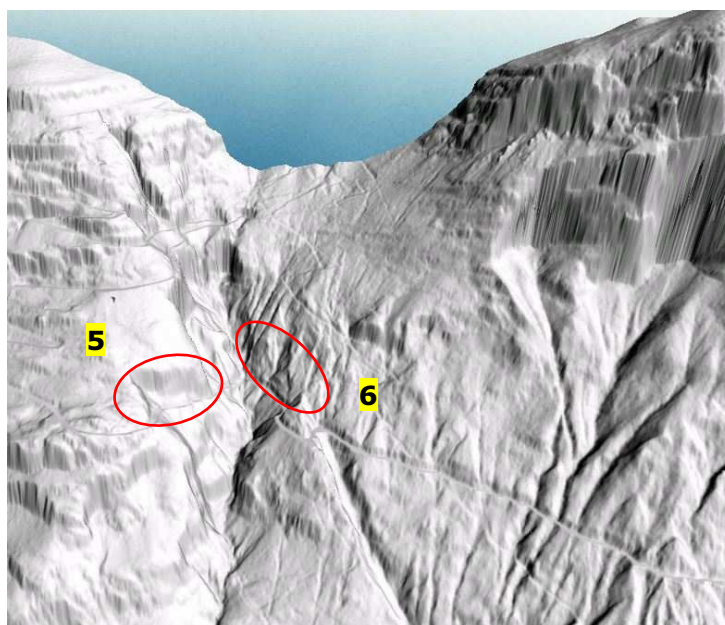
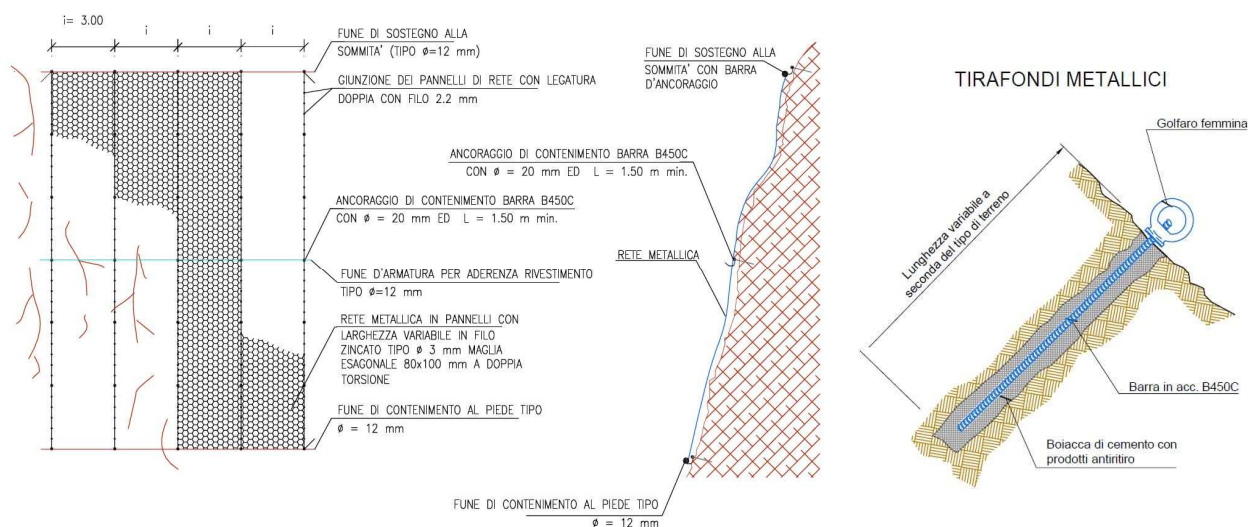


Fig. 3.3.5: vista DTM da Nord delle zone di intervento 5 e 6.



Figg. 4.3.5 e 5.3.5: reti a doppia torsione e schema del loro posizionamento in parete e schema tirafondo per l'ancoraggio della rete alla parete.

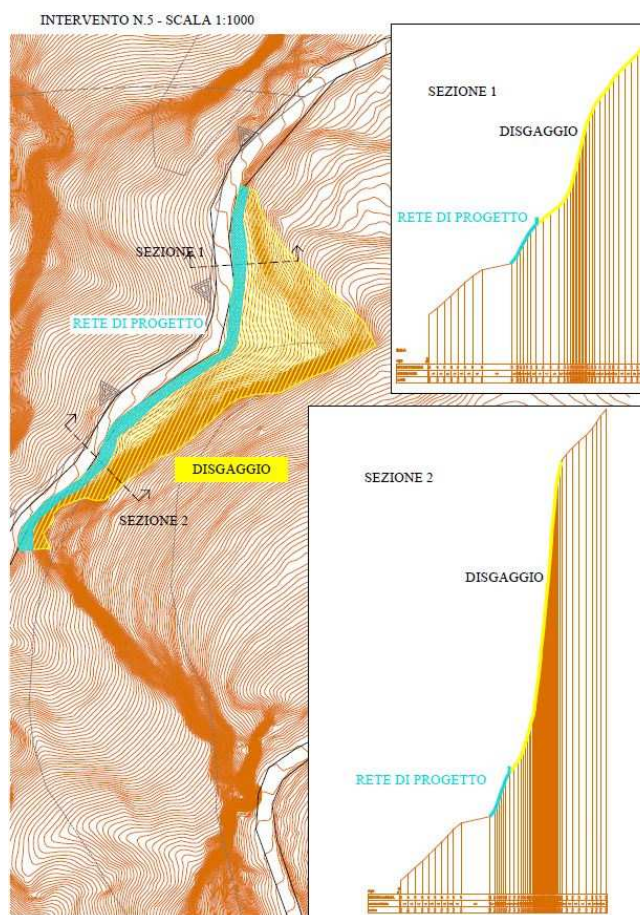
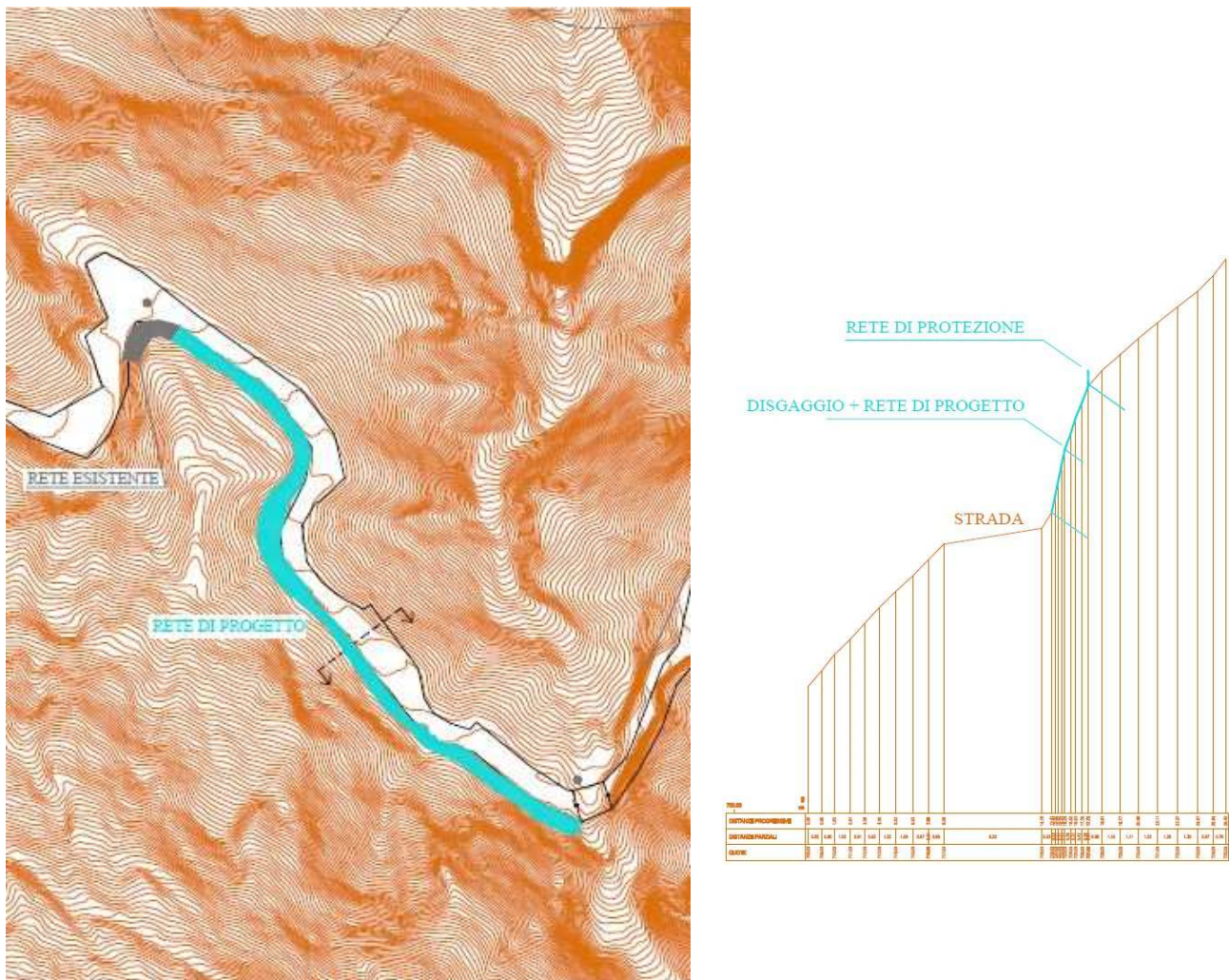


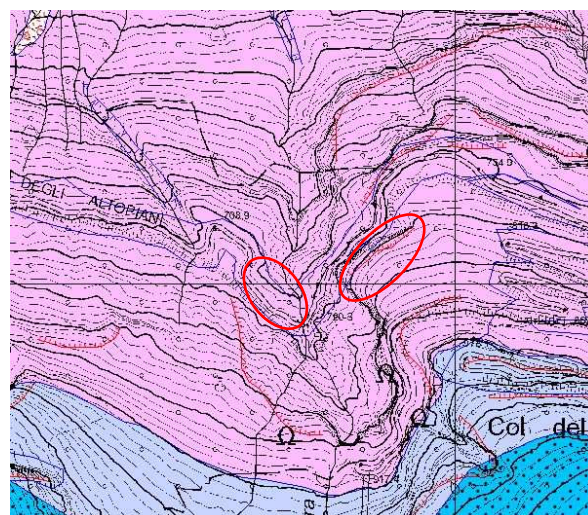
Fig. 6.3.5: planimetria di progetto e sezioni lungo la zona di intervento 5. La parete rocciosa a bordo strada verrà rivestita con rete in acciaio a doppia torsione posta bene in aderenza, il versante sovrastante sarà oggetto di pulizia e disgaggio.



Foto 3.3.5: una barriera sommitale ad una parete rocciosa rivestita con maccaferri. Risvoltando quest'ultima come in foto e dotandola di adeguati sostegni ed ancoraggi, si riesce a realizzare una economica barriera in grado di intercettare e trattenere blocchi di non elevate dimensioni in rotolamento sul versante a monte.



Figg. 7.3.5: planimetria di progetto e sezione lungo la zona di intervento 6.



SUBSTRATO: DPR - DOLOMIA PRINCIPALE

Fig. 8.3.5: estratto carta geo litologica edita dal S.G. della PAT con ubicazione dei siti 5 e 6 in esame. Questo tratto di versante è caratterizzato dall'affioramento della roccia della Dolomia Principale.

4 Terre e rocce da scavo

Il modesto quantitativo di terre e rocce da scavo prodotte nel corso dei lavori sopra descritti verrà "riutilizzato" in sito.

Si rammenta che ciò è consentito dalle norme in vigore (Art. 185, comma 1, lettera c), del D. Lgs. 152/2006), fermo restando la necessità di dimostrarne la non contaminazione ai sensi dell'articolo 4 del DPR 13 giugno 2017 n. 120.

5 Aspetti sismici

Ai fini dell'ottemperanza dei dettami delle NTC 2018 si allegano di seguito gli elementi di rilevanza ai fini geotecnici (evidenziati con freccia quelli di interesse).

Vita Nominale opere

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

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

Classi d'uso opere³

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

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Valori del coefficiente d'uso C_U .

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	→ 0,7	1,0	1,5	2,0

Categoria topografica

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 $i > 30^\circ$

³ Essendo la strada pubblica si considera $V_N = 100$ anni come da istruzioni PAT.

Categorie sismiche del suolo di fondazione⁴

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

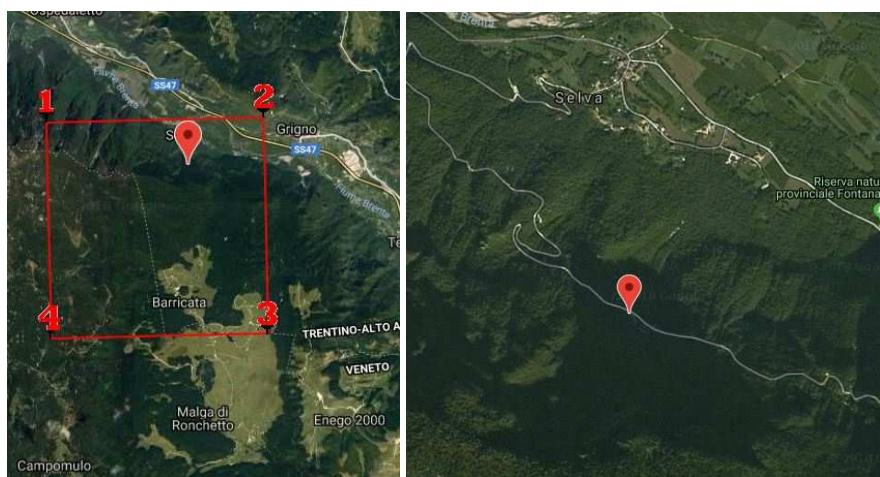


Fig. 1.5: reticolo di riferimento e localizzazione sito.

Stati limite

Classe Edificio

I. Presenza occasionale di persone, edifici agricoli...

Vita Nominale

100

Interpolazione

Media ponderata

CU = 0.7

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	42	0.043	2.530	0.246
Danno (SLD)	70	0.056	2.513	0.268
Salvaguardia vita (SLV)	664	0.139	2.498	0.327
Prevenzione collasso (SLC)	1365	0.180	2.516	0.337
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	70			

Fig. 2.5: stati limite da utilizzare per le verifiche NTC 2018.

⁴ L'errore nella denominazione della tabella (superficie topografica anziché suolo) è contenuto nel testo pubblicato dalla Gazzetta Ufficiale. Per quanto riguarda la categoria sismica del suolo delle opere in oggetto, appare corretto e adeguatamente cautelativo considerare la B. Se non direttamente immorsate in roccia infatti, le opere in progetto attraverseranno terreni sciolti detritici caratterizzati da valori di velocità equivalente certamente > 360 m/sec.

Coefficienti sismici					Coefficienti sismici					Coefficienti sismici				
Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni					Tipo Paratie					Tipo Muri di sostegno NTC 2018				
☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.					☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.					☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.				
H (m)	1	us (m)	0.1		H (m)	6	us (m)	0.03		H (m)	1	us (m)	0.1	
Cat. Sottosuolo	B				Cat. Sottosuolo	B				Cat. Sottosuolo	B			
Cat. Topografica	T4				Cat. Topografica	T4				Cat. Topografica	T4			
	SLO	SLD	SLV	SLC		SLO	SLD	SLV	SLC		SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20	SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20	SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz. categoria	1,44	1,42	1,37	1,36	CC Coeff. funz. categoria	1,44	1,42	1,37	1,36	CC Coeff. funz. categoria	1,44	1,42	1,37	1,36
ST Amplificazione topografica	1,40	1,40	1,40	1,40	ST Amplificazione topografica	1,40	1,40	1,40	1,40	ST Amplificazione topografica	1,40	1,40	1,40	1,40
☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6					☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6					☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6				
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC	Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC	Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.018	0.022	0.064	0.095	kh	0.048	0.062	0.147	0.187	kh	0.000	0.053	0.101	0.000
kv	0.009	0.011	0.032	0.048	kv	--	--	--	--	kv	--	0.026	0.051	--
Amax [m/s²]	0.859	1.098	2.613	3.336	Amax [m/s²]	0.859	1.098	2.613	3.336	Amax [m/s²]	0.859	1.098	2.613	3.336
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280	Beta	0.550	0.550	0.550	0.550	Beta	--	0.470	0.380	--

Figg. 3.5: coefficienti sismici (stabilità pendii, paratie e muri) da utilizzare per le verifiche NTC 2018.

6 Incertezze nella ricostruzione del modello geologico

Il modello geologico del sito (vedi anche relazione geotecnica allegata) è stato ricostruito sulla base di quanto rilevato durante numerose ricognizioni effettuate sull'area, nonché da quanto abalizzato in corso d'opera durante i lavori di sistemazione della strada che lo scrivente segue da numerosi anni.

Per tali motivi, considerando inoltre che le tipologie di intervento in oggetto hanno in sé un'ampia capacità compensativa, il modello geologico ricostruito nel presente studio non ha particolari incertezze ed è adeguato alla presente fase progettuale esecutiva.

In ogni caso, per la quantificazione del margine di incertezza residuo, si rimanda all'"analisi del rischio geologico" prodotta a parte, redatta dallo scrivente e dal Progettista delle opere dott. ing. Stefano Filippi ai sensi dell'articolo 15 del D.P.P. 11 maggio 2012, n. 9-84/Leg.

7 Conclusioni

Su incarico e per conto del Comune di Grigno, è stata effettuata una indagine geologica per i progetti definitivo ed esecutivo di mitigazione della pericolosità da caduta massi e di consolidamento di alcuni tratti della "Strada degli Altipiani" a Grigno (Valsugana, Trento).

Avendo il Comune di Grigno a disposizione una risorsa economica "una tantum" di 330.000 Euro Iva compresa per la mitigazione della pericolosità di detta viabilità, lo scrivente ed il dott. ing. Stefano Filippi sono stati incaricati di individuare i tratti di strada caratterizzati dalle maggiori criticità. Essa è nota per la pericolosità conseguente al pericolo di caduta massi, sviluppandosi per quasi 12 Km in seno ad un versante roccioso (fianco meridionale della Valsugana), ma a seguito delle ricognizioni effettuate sono state osservate anche altre problematiche che, pur non essendo caratterizzate da una immediata elevata criticità, se trascurate potrebbero evolvere rendendo impraticabile la viabilità. Sono state così scelte 6 diverse zone di intervento, caratterizzate da problematiche relative alla caduta massi (3, 5 e 6), da movimenti di versante (2) e da cedimenti del corpo stradale (1 e 4), così come dettagliatamente descritto nelle precedenti pagine.

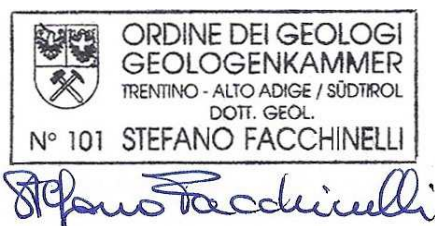
Dalle indagini effettuate emerge la fattibilità delle opere ai sensi delle NA dei PUP – PGUAP, nonché la loro realizzabilità geologica ai fini del contenimento delle criticità e della sistemazione dei tratti oggetto di intervento. Sulla efficacia geotecnica delle opere si disserta nella relazione allegata.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 14/01/2008 ("Nuove norme tecniche per le costruzioni") e soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica, per cui costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad eseguire i lavori. Lo studio la relazione geologica specialistica del progetto strutturale di cui al capitolo 10.1., C10.1 punto 5.1.

In corso d'opera è verrà controllata la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza la caratterizzazione geotecnica ed il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore.

Lo scrivente rimane a disposizione per eventuali chiarimenti.

dott. Stefano Facchinelli



Pergine, marzo 2018

1 Premessa - relazione geotecnica

Su incarico e per conto del Comune di Grigno, è stata effettuata una indagine geotecnica per i progetti definitivo ed esecutivo di mitigazione della pericolosità da caduta massi e di consolidamento di alcuni tratti della "Strada degli Altipiani" a Grigno (Valsugana, Trento).

Avendo il Comune di Grigno a disposizione una risorsa economica "una tantum" di 330.000 Euro Iva compresa per la mitigazione della pericolosità di detta viabilità, lo scrivente ed il dott. ing. Stefano Filippi sono stati incaricati di individuare i tratti di strada caratterizzati dalle maggiori criticità.

Essa è nota per la pericolosità conseguente al pericolo di caduta massi, sviluppandosi per quasi 12 Km in seno ad un versante roccioso (fianco meridionale della Valsugana), ma a seguito delle ricognizioni effettuate sono state osservate anche altre problematiche che, pur non essendo caratterizzate da una immediata elevata criticità, se trascurate potrebbero evolvere rendendo impraticabile la viabilità.

Sono state così scelte 6 diverse zone di intervento, caratterizzate da problematiche relative alla caduta massi (3, 5 e 6), da movimenti di versante (2) e da cedimenti del corpo stradale (1 e 4), così come dettagliatamente descritto nella relazione geologica allegata e nelle pagine a seguire.

La presente relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno, riguarda le fasi progettuali definitiva ed esecutiva.

I sopralluoghi lungo l'area e la stesura del presente rapporto sono stati effettuati dal dott. geol. Stefano Facchinelli, nel periodo settembre 2017 – marzo 2018.

2 Parametri geomeccanici dei terreni e delle rocce

Gli interventi in progetto interagiranno con terreni sciolti e rocce; in particolare le opere previste interesseranno terreni detritici di riempimento di vallette sepolte (interventi 1, 2 e 4), la roccia della Formazione dell'Oolite di San Vigilio o Calcare di Rotzo (interventi 1 e 2), l'insieme delle rocce della Formazione della Dolomia Principale, dei Calcari Grigi di Noriglio (Formazione di Monte Zugna) e dell'Oolite di San Vigilio (intervento di disaggio 3) e la roccia dolomitica (interventi 5 e 6).

Per quanto riguarda i detriti grossolani di riempimento delle vallette (TERRENO A), la "stima" dei loro parametri di resistenza drenati e caratteristici viene effettuata sulla base dei risultati di analisi effettuate durante numerosi lavori svolti lungo la strada in questi ultimi anni.

Nella valletta sepolta oggetto dell'intervento 2, il terreno detritico in profondità diviene ricco di matrice fine, sostiene filtrazioni idriche e costituisce il livello in cui avviene la rottura del versante. I parametri di resistenza di tale materiale (TERRENO A') vengono pertanto ricavati con una "analisi a ritroso", dato che sia la geometria del pendio che della superficie di rottura sono noti.

Ai fini geomeccanici i parametri di resistenza dei Calcari Grigi di Noriglio e dell'Oolite di San Vigilio sono equivalenti, e pertanto essi vengono stabiliti per entrambi i litotipi (CALCARI) sulla base delle medie dei risultati ottenuti da numerosi rilievi geomeccanici eseguiti sugli affioramenti rocciosi della zona.

Da rilievi geomeccanici sono stati ricavati anche i parametri di resistenza della roccia dolomitica (DOLOMIA).

2.1 Parametrazione del terreno A

Il terreno detritico A di riempimento delle vallette interessate dai lavori (zone di intervento 1, 2 e 4) è costituito da ghiaie calcareo – dolomitiche con ciottoli eterometrici generalmente subspigolosi in matrice sabbioso – limosa, talora abbondante. Il materiale si presenta discretamente addensato e, laddove scoperto, si mantiene stabile su scarpate acclivi, con valore di pendenza $>$ di quello del suo angolo di attrito interno. In ragione di ciò il terreno A è dotato di un minimo grado di coesione quale componente della resistenza al taglio. Da analisi "a ritroso" effettuate su fronti di scavo aperti in passato lungo la zona, da quanto osservato in occasione delle perforazioni a distruzione di nucleo appositamente condotte e dalle verifiche in "back analysis" di seguito mostrate (cap. 2.2), a detto terreno possono essere attribuiti i seguenti valori dei parametri crenati "caratteristici":

peso di volume	γ	= 1.85 t/m ³ ;
coesione efficace	c	= 1.05 t/m ² ;
angolo attrito int. picco ⁵	ϕ'	= 37°;
angolo attrito int. critico	ϕ_{cv}	= 35°;
modulo elastico	E	= 500 Kg/cm ² .

2.2 Parametrazione del terreno A'

Le indagini effettuate sul sito di intervento 2 (2 sondaggi a distruzione di nucleo inclinati di 24° dalla verticale) hanno mostrato una discreta profondità della roccia dal piano campagna (da 9.0 m a 7.50 m) e la presenza di sovrastante materiale detritico grossolano.

Esso però in profondità, a partire da 4.50 m sull'inclinata di entrambi i sondaggi eseguiti, mostra possedere una importante matrice limosa. Da tale quota inoltre esso appariva molto umido e ciò si interpreta come presenza di filtrazioni idriche.

Anche lungo le zone di intervento 1 e 4 (avvallamenti della strada) è stato rilevato l'affioramento del terreno detritico ricco in matrice fine, sebbene solo per qualche decimetro in prossimità dell'interfaccia con la roccia.

Sulla base di ciò si è deciso di effettuare la distinzione fra terreni detritici A (grossolani, aridi) e A' (grossolani ma con molta matrice fine limosa, parzialmente saturi).

⁵ Nella progettazione geotecnica frequentemente si usa un valore di ϕ intermedio fra quello "di picco" (piccole deformazioni) e quello "critico" a volume costante (grandi deformazioni). Quest'ultimo è una caratteristica intrinseca del terreno e dipende dalla composizione granulometrica, diametro medio, coeff. di uniformità, ecc..

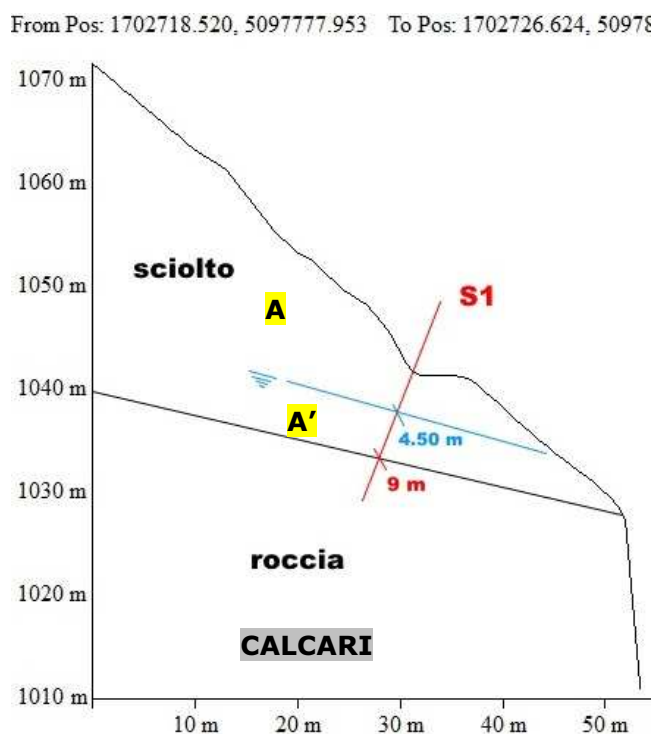


Fig. 1.2.2: sezione geologica perpendicolare al versante in frana (zona di intervento 2)

I rilievi di superficie e le analisi LIDAR permettono inoltre di ipotizzare con ragionevole sicurezza la geometria della superficie di rottura schematizzata nella sottostante sezione.

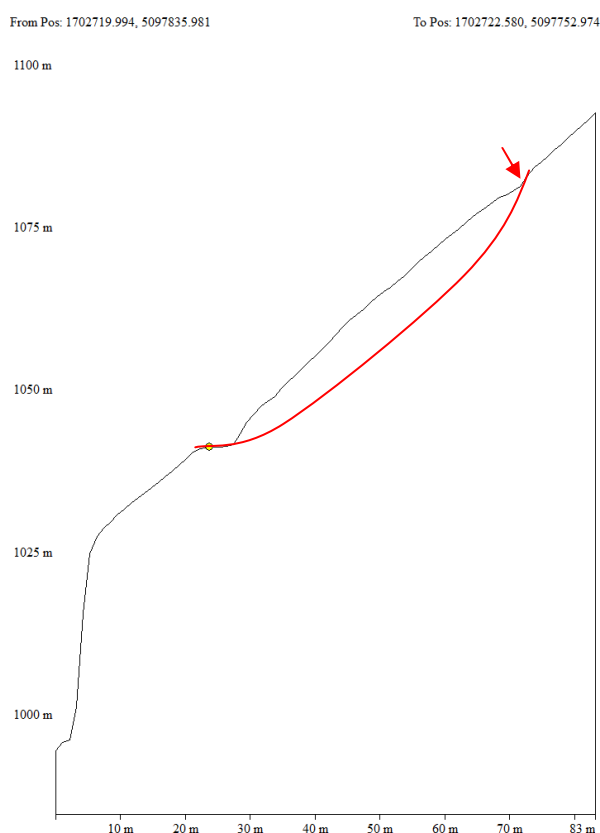


Fig. 2.2.2: superficie di rottura ipotizzata per la frana lungo la zona di intervento 2. Sulle geometrie del versante e della superficie di rottura è stata basata la "back analysis" descritta di seguito.

Con il codice di calcolo AZTEC Stap Full 14, si è effettuata una "back analysis" lungo il pendio in frana, ipotizzato nella geometria e con la situazione idrogeologico - stratigrafica mostrata in fig. 3.2.2.

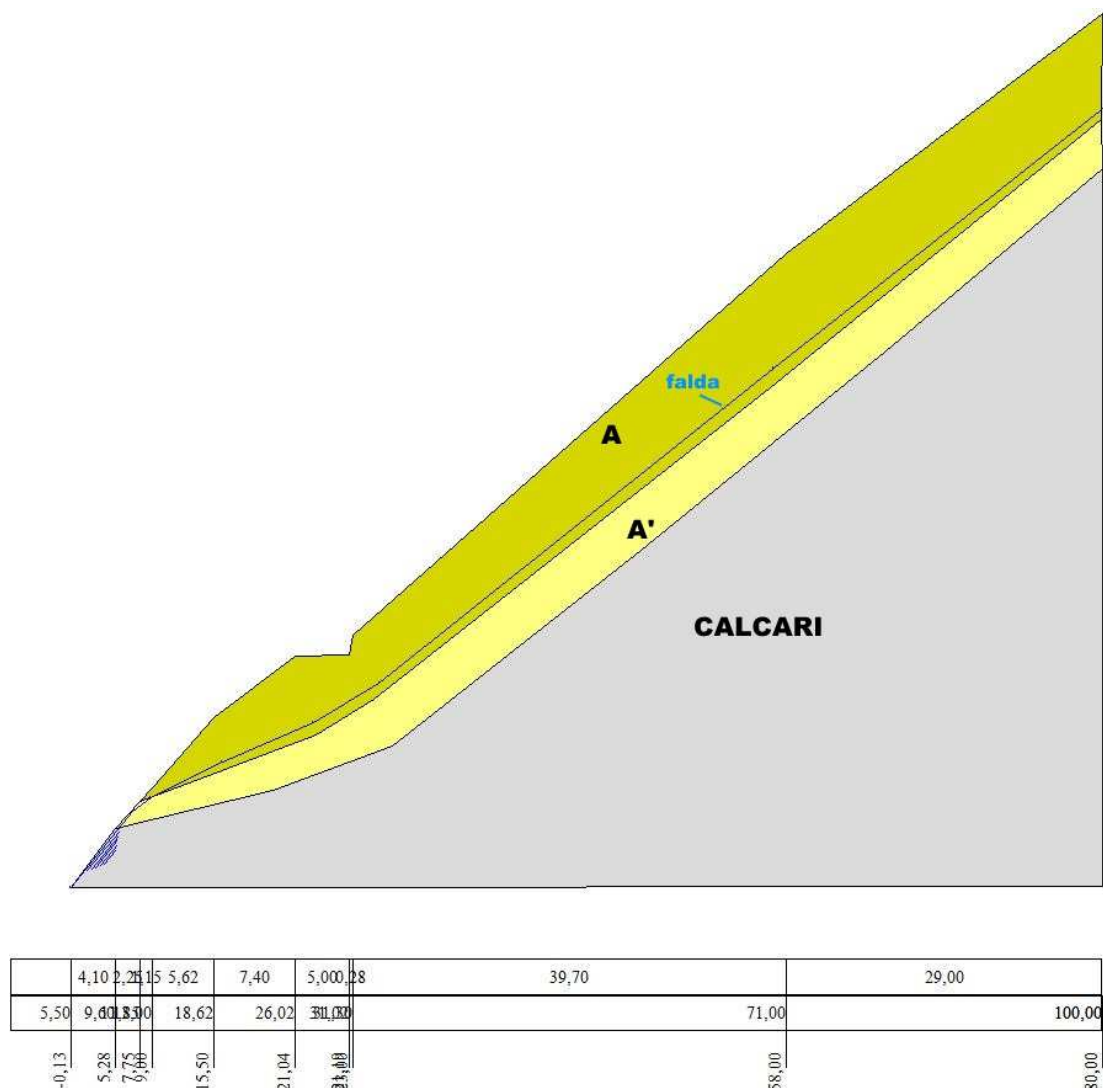


Fig. 3.2.2: situazioni morfologica e stratigrafica – idrogeologica del versante considerate per le verifiche in "back analysis" di seguito esposte.

Il presupposto per il procedimento in "back analysis" è che nella situazione attuale lungo la superficie di scorrimento il rapporto fra forze resistenti e traenti sia necessariamente inferiore a 1; considerando ciò e procedendo per tentativi (dopo aver escluso dal calcolo l'azione sismica), si ottiene un valore del "coefficiente di sicurezza" leggermente inferiore a 1 (0.993, fig. 4.2.2) per i seguenti valori dei parametri drenati caratteristici dei terreni A e A':

TERRENO A

peso di volume	γ	= 1.85 t/m ³ ;
coesione efficace	c	= 1.05 t/m ² ;
angolo attrito interno ⁶	ϕ'	= 36°.

⁶ Valore intermedio fra quelli "di picco" e "critico".

TERRENO A'

peso di volume $\gamma = 1.90 \text{ t/m}^3$;
 coesione efficace $c = 0 \text{ t/m}^2$;
 angolo attrito interno $\phi' = 30^\circ$.

Il calcolo è stato effettuato con il criterio di Jambu semplificato (vedi tab. 1 in allegato), quello che fra i numerosi codici di calcolo disponibili ha dato il risultato più a favore di sicurezza.

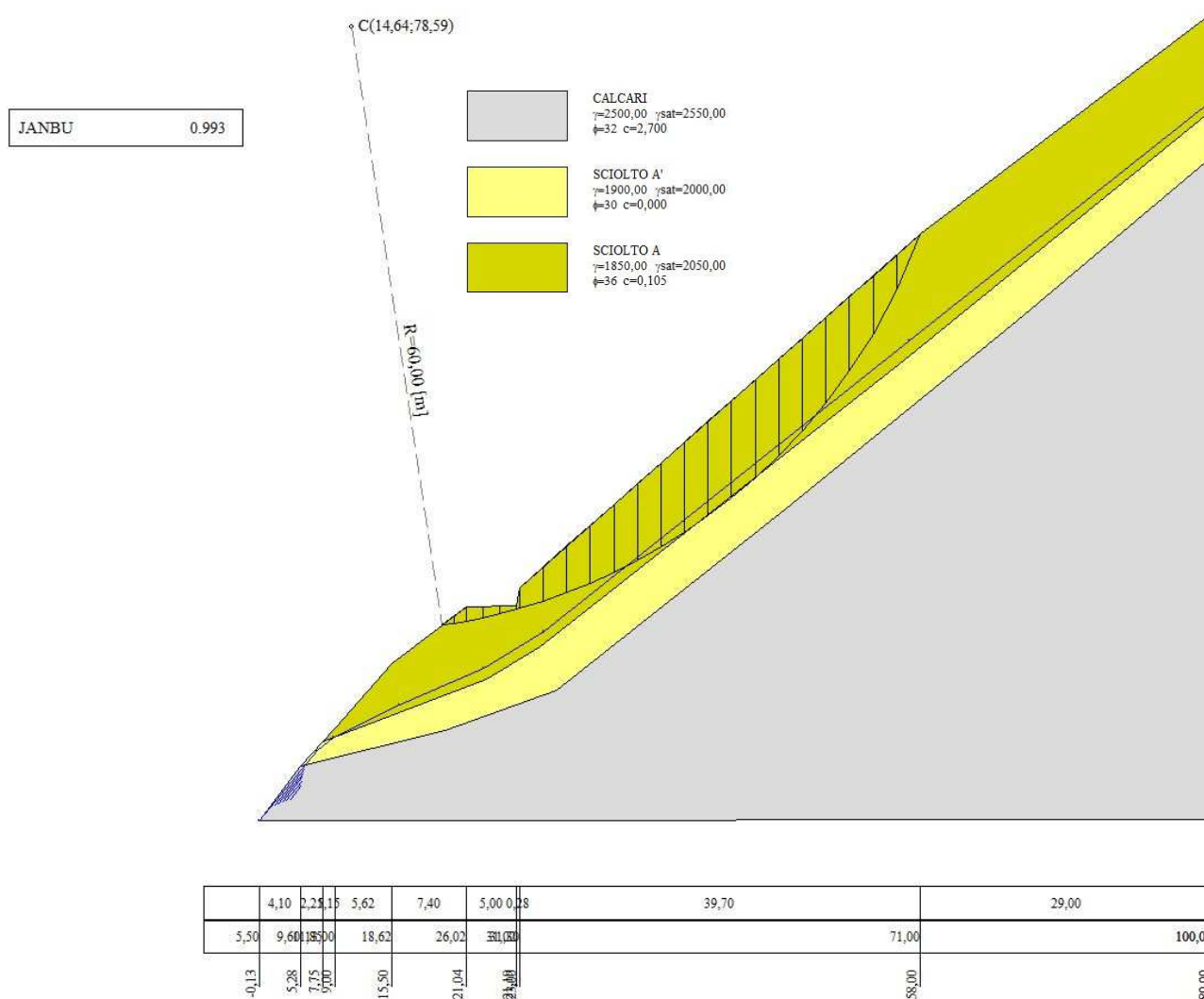


Fig. 4.2.2: verifica in "back analysis" (vedi tab. 1 in allegato) lungo la superficie di rottura individuata in campo e su base LIDAR.

2.3 Parametrazione rocce CALCARI e DOLOMIA

Le rocce **CALCARI** e **DOLOMIA** sono state parametrizzate da un punto di vista fisico – meccanico sulla base di numerosi rilievi geomeccanici speditivi effettuati nel corso degli anni sugli affioramenti rocciosi della zona.

E' stato così determinato il **RMR (Rock Mass Rating)** dell'ammasso roccioso CALCAREO in questione, secondo il metodo di **Bieniawskj 1989**. Con tale metodo vengono considerati 6 parametri caratteristici della roccia, ognuno suddiviso in 4 – 7 classi a ciascuna delle quali è attribuito un indice.

La somma dei 6 indici è il Rock Mass Rating (RMR) ed in base a questo si può valutare la qualità dell'ammasso roccioso in termini di coesione ed angolo d'attrito. Dall'analisi si ottiene **RMR = 47** (calcoli omessi per brevità), cui corrisponde un ammasso roccioso appartenente alla classe III di Bieniawskij, *di qualità discreta* (fig. 1.2.3), a cui si può attribuire una coesione $c = 2.70 \text{ kg/cm}^2$ ed un angolo d'attrito interno $\phi = 32^\circ$.

I parametri geomeccanici della roccia sono stati determinati usando l'indice **BMR** (Basic Mass Rating = 54) che non tiene conto dell'orientamento delle discontinuità (Coppola et al., 1992). Si è visto che i risultati ottenuti dipendono in modo determinante dalle formule empiriche:

$$c = 5\text{BMR (Kpa)} - \phi = 5 + \text{BMR}/2 (^\circ)$$

Alle rocce **CALCARI** competono quindi i seguenti valori medi dei principali parametri fisico – meccanici "caratteristici":

peso di volume	$\gamma = 2.55 \text{ t/m}^3$;
coesione	$c = 27 \text{ t/m}^2$;
angolo attrito interno	$\phi = 32^\circ$.

Per la roccia DOLOMIA l'**RMR** determinato è pari a 38, cui corrisponde un ammasso roccioso appartenente alla classe IV di Bieniawskij, *di qualità scadente* (fig. 1.2.3), a cui si può attribuire una coesione $c = 2.25 \text{ kg/cm}^2$ ed un angolo d'attrito interno $\phi = 28^\circ$.

I parametri geomeccanici della roccia sono stati determinati usando l'indice **BMR** (Basic Mass Rating = 45) che non tiene conto dell'orientamento delle discontinuità (Coppola et al., 1992). Si è visto che i risultati ottenuti dipendono in modo determinante dalle formule empiriche:

$$c = 5\text{BMR (Kpa)} - \phi = 5 + \text{BMR}/2 (^\circ)$$

Alla roccia DOLOMIA competono quindi i seguenti valori medi dei principali parametri fisico – meccanici "caratteristici":

peso di volume	$\gamma = 2.55 \text{ t/m}^3$;
coesione	$c = 2.25 \text{ t/m}^2$;
angolo attrito interno	$\phi = 28^\circ$.

A. CLASSIFICAZIONE DEI PARAMETRI E LORO INDICI									
PARAMETRI			CAMPO VALORI						
1	RESISTENZA ROCCIA INTATTA	Carico puntuale	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Per tale campo di valori è preferibile eseguire prove di compressione monoassiale		
		Compressione uniaassiale	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	INDICE		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	INDICE		20	17	13	8	3		
3	SPAZIATURA GIUNTI		> 2 m	0.6-2 m	200-600 m	60-200 mm	< 60 mm		
	INDICE		20	15	10	8	5		
4	CONDIZIONE GIUNTI (vedi E)		Superfici molto scabre non continue Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1 mm Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1 mm Pareti roccia dura	Superfici lisce o laminate o riempimento < 5 mm o apertura 1-5 mm Giunti continui	Riempimento tenero spessore > 5 mm o giunti aperti > 5 mm Giunti continui		
	INDICE		30	25	20	10	0		
5	CONDIZIONI IDRAULICHE	Afflusso per 10m lunghezza tunnel (l/m)	Assente	<10	10-25	25-125	>125		
		Pressione acqua nei giunti Rapp. Soll. nat. in situ	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Condizioni generali	Completamente asciutto	Umido	Molto umido	Stillicidio	Severi problemi idraulici		
	INDICE		15	10	7	4	0		
B. FATTORI CORRETTIVI IN FUNZIONE DELL'ORIENTAMENTO DEI GIUNTI (vedi F)									
Direzione ed inclinazione			Molto favorevole	Favorevole	Discreto	Sfavorevole	Molto sfavorevole		
INDICI	Gallerie e miniere		0	-2	-5	-10	-12		
	Fondazioni		0	-2	-7	-15	-25		
	Pendii		0	-5	-25	-50			
C. CLASSI DI AMMASSO ROCCIOSO SULLA BASE DELLA SOMMA DEGLI INDICI									
Indice RMR			100-81	80-61	60-41	40-21	<21		
Classe			I	II	III	IV	V		
Descrizione			Ottimo	Buono	Discreto	Scadente	Molto scadente		
D. SIGNIFICATO DELLE CLASSI DI AMMASSO									
Classe			I	II	III	IV	V		
Tempo di autosostegno			20 anni per una lunghezza libera dello scavo L=15m	1 anno per L=10m	1 sett. per L=5	10 ore per L=2.5m	30 minuti per L=1m		
Coesione dell'ammasso roccioso (KPa)			> 400	300-400	200-300	100-200	< 100		
Angolo di attrito dell'ammasso roccioso (°)			> 45	35-45	25-35	15-25	< 15		
E. LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DELLE DISCONTINUITÀ									
Lunghezza delle discontinuità (persistenza) Indici			< 1 m 6	1-3 m 4	3-10 m 2	10-20 m 1	> 20 m 0		
Separazione (apertura) Indici			Nessuno 6	< 0.1 mm 5	0.1-1.0 mm 4	1-5 mm 1	> 5 mm 0		
Scabrezza Indici			Molto scabro 6	Scabro 5	Leggermente scabro 3	Liscie 1	Liscie o laminate 0		
Riempimento Indici			Nessuno 6	Compatto < 5 mm 4	Compatto > 5 mm 2	Tenero < 5 mm 2	Tenero > 5 mm 0		
Alterazione Indici			Non alterato 6	Leggerm. alterato 5	Moderatam. alterato 3	Altamente alterato 1	Decomposto 0		
F. EFFETTO DELL'ORIENTAZIONE DELLE DISCONTINUITÀ SULLA STABILITÀ DI UNA GALLERIA									
Perpendicolare all'asse della galleria					Parallelo all'asse della galleria				
Inclinazione delle discontinuità concorde con il verso di avanzamento. Inclinazione discontinuità 45 - 90°					Inclinazione 45 - 90°		Inclinazione 20 - 45°		
Molto favorevole					Favorevole		Molto favorevole		Discreta
Inclinazione delle discontinuità discorde dal verso di avanzamento. Inclinazione delle discontinuità 45 - 90°					Inclinazione delle discontinuità discorde dal verso di avanzamento. Inclinazione delle discontinuità 20 - 45°				
Discreto					Sfavorevole		Discreta		

Fig. 1.2.3: elementi di calcolo di RMR secondo Bieniawski 1989.

3 Verifiche e dimensionamento di muro, pali e tiranti

Lungo la zona di intervento 2 si realizzerà un muro con pali (che non avranno funzione portante, ma solo di stabilizzazione del muro) e con 2 ordini di tiranti per il contenimento della frana colà presente; i tiranti saranno immorsati nella roccia CALCARI, mentre muro e pali interagiranno con il terreno A e A'. Lungo la zona di intervento 4 la paratia di micropali prevista per il "contenimento" del materiale detritico A di riempimento del corpo stradale sarà "immorsata" sia con i pali verticali che inclinati nella roccia DOLOMIA.

Anche i tirafondi di ancoraggio della rete a doppi torsione degli interventi 5 e 6 interesseranno la roccia DOLOMIA.

Per quanto riguarda il muro previsto nella zona di intervento 2, le verifiche previste dalle NTC 2008 verranno effettuate dal progettista dott. ing. Filippi Stefano, sulla base del modello geotecnico precedentemente esposto. Si rammenta che le norme prevedono che debbano essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

▪ SLU di tipo geotecnico (GEO)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

▪ SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1.3 e 2.3 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 3.3 per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

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

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

Tab. 1.3.

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

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

Tab. 2.3.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tab. 3.3.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1.3, 2.3 e 3.3. Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 3.3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Per la paratia prevista nella zona di intervento 4 si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

• **SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)**

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

• **SLU di tipo strutturale (STR)**

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1.3, 2.3 e 4.3.

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tab. 4.3.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel capitolo 6.2.4.2. delle NTC 2018.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

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

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1.3 e 2.3, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel capitolo 6.5.3.1.1 delle NTC 2018 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

Per i tiranti di ancoraggio, previsti per la paratia della zona 4, per il muro di contenimento della frana della zona 2 e per la posa delle reti a doppia torsione delle zone di intervento 5 e 6, il dimensionamento geotecnico deve fare riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1.3, 2.3 e 5.3.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto E_d con la resistenza di progetto R_{ak} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i coefficienti parziali γ_R riportati nella Tab. 5.3.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Tab. 5.3.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

Tab. 6.3.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a1} e ξ_{a2} riportati nella Tabella 6.3 rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{\text{medio}}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\} \quad [6.6.1]$$

Tab. 7.3.

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nella Tabella 8.3 rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo.

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tab. 8.3.

Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\} \quad [6.6.2]$$

Tab. 9.3.

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza $M1$.

3.1 Criteri geotecnici per il dimensionamento degli ancoraggi

Come anticipato in precedenza, i tiranti del muro di contenimento della frana dell'intervento 2 saranno ancorati nella roccia CALCARI, mentre i micropali inclinati della paratia dell'intervento 4 ed i tirafondi per l'ancoraggio delle funi di legatura delle reti a doppia torsione di rivestimento delle pareti 5 e 6 si immergeranno nella DOLOMIA.

L'ancoraggio della paratia dell'**intervento 4** dovrebbe normalmente essere sufficientemente lontano affinché il prisma di spinta attiva agente sulla paratia non interferisca con quello di resistenza passiva dovuta all'azione dell'ancoraggio (vedi fig. 1.3.1). Nel caso in oggetto però sia i micropali verticali che i tiranti (micropali inclinati) saranno ancorati nella roccia DOLOMIA precedentemente descritta e parametrata. In tale caso pertanto, dato che la roccia non è massiva ma caratterizzata da discontinuità che la suddividono, è più che altro necessario che l'ancoraggio solidarizzi un numero di discontinuità tali da garantire la stabilità; per il caso in oggetto una penetrazione dei pali in roccia è di almeno 2 m, pertanto adeguato adeguato, poiché in grado di "solidarizzare" almeno 3 "pacchi" di discontinuità.

Anche per quanto riguarda i tiranti del muro dell'**intervento 2**, immorsati nella roccia CALCARI per ben 7 m, sarà garantita la legatura di un più che adeguato numero di discontinuità.

Per quanto riguarda i tirafondi per l'ancoraggio delle funi di legatura delle reti paramassi delle zone 5 e 6, si deciderà in corso d'opera, in funzione della situazione dell'ammasso rilevata puntualmente.

Come rilevato in occasione di lavori analoghi sulle pareti dolomitiche della strada, ancoraggi di 2 m di profondità si sono generalmente dimostrati più che adeguati allo scopo.

Per una **stima** indicativa della trazione limite T_I di un tirante o di un micropalo si suggerisce al Progettista il metodo proposto da BUSTAMANTE & DOIX (1985). Il metodo si basa sulla seguente equazione:

$$T_I = \sum_{I=0}^n \pi \times D_{si} \times L_{si} \times q_{si} \quad \text{dove:}$$

T_I = portata o trazione limite di un micropalo isolato;

D_s = diametro medio del bulbo di iniezione;

q_s = adesione laterale unitaria limite lungo la superficie laterale del bulbo;

L_s = lunghezza del bulbo di iniezione.

I parametri D_s e Q_s si ricavano da apposite tabelle e grafici in funzione del tipo di terreno attraversato e dei parametri di resistenza misurati (N_{spt} , modulo pressimetrico, ecc.).

In particolare:

$D_s = D_d \times \alpha$, dove D_d è il diametro della perforazione.

Nel nostro caso, per un micropalo tipo IGU, si suggerisce:

$\alpha = 1.10$ (fig. 3.3.1).

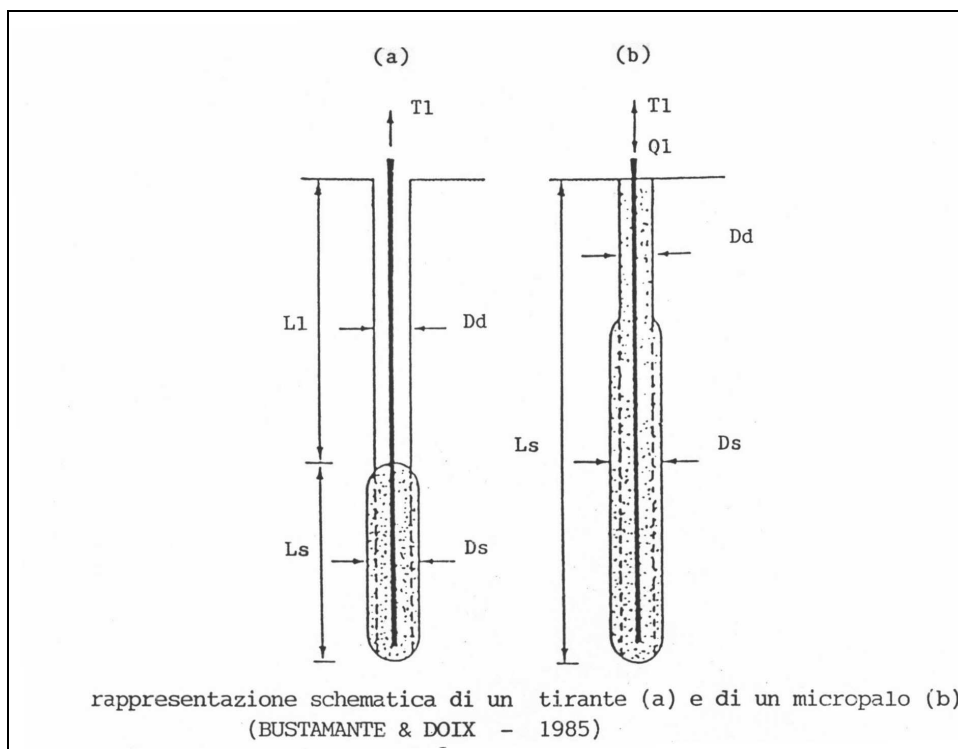


Fig. 1.3.1.

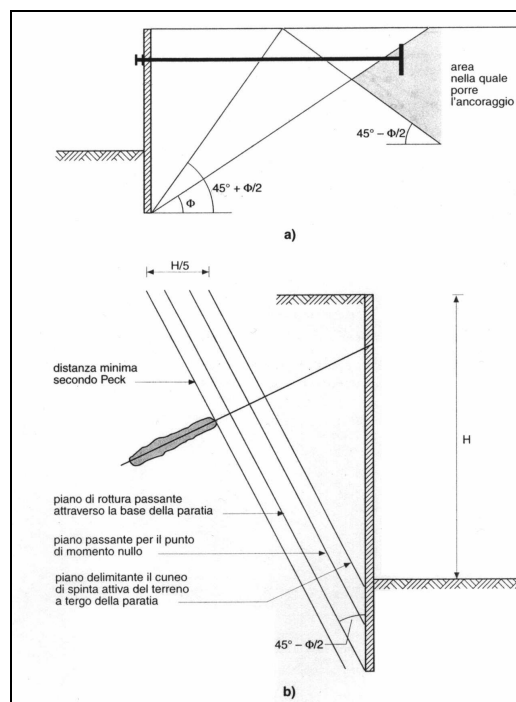


Fig. 2.3.1: schema di una paratia "Berlinese".

Valori dei coefficienti α per il calcolo del diametro medio della sigillatura di un tirante o di un micropalo iniettato.			
Suoli	Coefficiente α		Quantità minima di malta consigliata V_e
	IRS*	IGU**	
Ghiaia	1,8	1,3÷1,4	$1,5 \cdot V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6÷1,8	1,2÷1,4	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5÷1,6	1,2÷1,3	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia grossolana	1,4÷1,5	1,1÷1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia media	1,4÷1,5	1,1÷1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia fina	1,4÷1,5	1,1÷1,2	$1,5 \cdot V_s$
Sabbia limosa	1,4÷1,5	1,1÷1,2	$\begin{cases} 1,5 \div 2 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Limo	1,4÷1,6	1,1÷1,2	$\begin{cases} 2 \cdot V_s & \text{per IRS} \\ 1,5 \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Argilla	1,8÷2	1,2	$\begin{cases} (2,5 \div 3) \cdot V_s & \text{per IRS} \\ (1,5 \div 2) \cdot V_s & \text{per IGU} \end{cases}$
Marna	1,8	1,1÷1,2	$(1,5 \div 2) \cdot V_s$ per strato compatto
Calcari marnosi	1,8	1,1÷1,2	$(2 \div 6) \cdot V_s$ o più, per strato fratturato
Gesso alterato e fratturato	1,8	1,1÷1,2	
Roccia alterata e fratturata	1,2	1,1	$(1,1 \div 1,5) \cdot V_s$ se lo strato è finemente fessurato 2 o più se lo strato è fratturato
V_s : volume del bulbo della sigillatura; IRS : iniezione ripetitiva e selettiva; IGU : iniezione globale con processo di messa in pressione unico. * : con $p_i > p_l$ ** : con $0,5 \cdot p_l < p_i > p_l$			

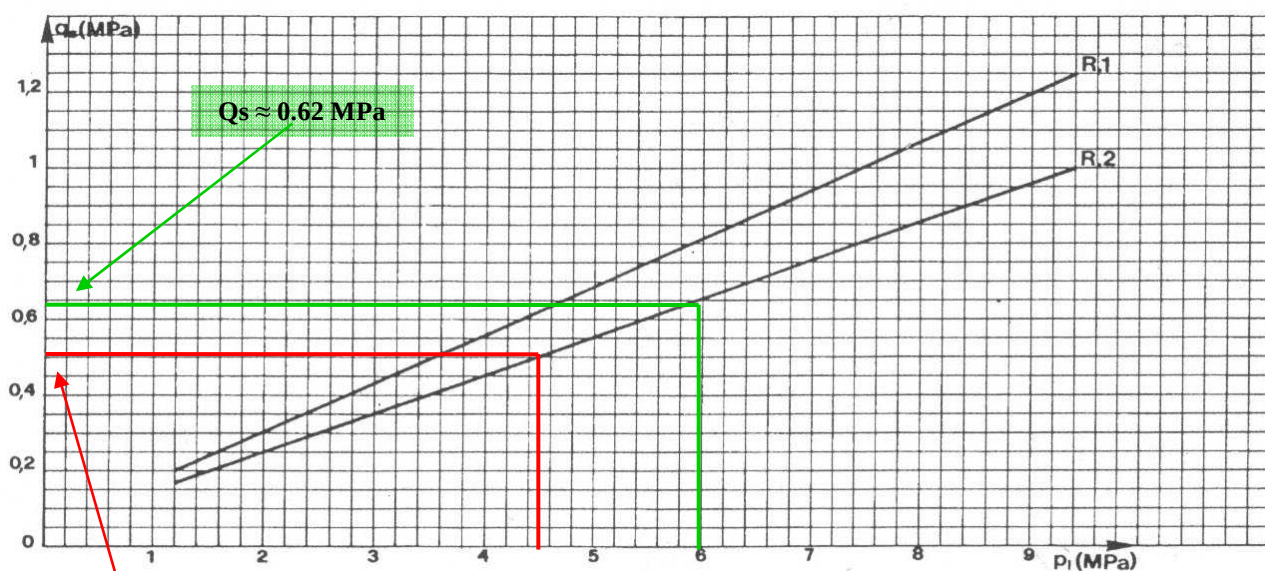
Fig. 3.3.1.

I micropali ed i tiranti della paratia della zona 4, oltre che i tirafondi delle zone 5 e 6, saranno immorsati nella DOLOMIA, mentre i tiranti del muro della zona 2 si intesteranno nei più compatti CALCARI.

Per le rocce il valore di q_s è messo in relazione con il valore della pressione limite p_l ricavato con il pressimetro Menard (ovviamente indisponibile per il caso in oggetto); si suggerisce perciò di utilizzare per i CALCARI il valore di $p_l \cong 6.00 \text{ Mpa}$, mentre per le DOLOMIE **4.50 Mpa**, valori superiori e pari al limite inferiore (4.5 Mpa) stimato per una roccia fratturata nella pubblicazione di *Bustamante - Gianceselli - 1981* ("Criteri di selezione delle categorie che definiscono la relazione fra pressione limite e aderenza limite fra palo e terreno").

Per la valutazione di q_s si dovrà utilizzare la curva n°2 di fig. 4.3.1 che riguarda le iniezioni tipo **IGU** (non valvolati).

Per una trattazione più dettagliata della metodologia adottata si rimanda alla pubblicazione di *M. Bustamante e Doix (1985 - Metodo per il calcolo dei tiranti e dei micropali iniettati)*.



Grafici per il calcolo di q_s per le rocce alterate e frammentate.

Fig. 4.3.1.

$q_s = 0.5 \text{ MPa}$

3.2 Verifiche stabilità globali frana della zona 2

Lungo il versante a monte della zona di intervento 2 è presente un movimento franoso "rotazionale - traslativo", ampiamente descritto nella relazione geologica e nelle precedenti pagine di questo studio.

Per il suo contenimento si è prevista la realizzazione alla base del pendio di una muratura, che "ingloberà" il masso sporgente che la frana trasla a valle (blocco che sarà poi "segato" una volta terminata la muratura), consolidata con 2 file di tiranti in barra diametro 26.50 mm di lunghezza 18 m e 20 m; in nuovo muro "ingloberà" e poggerà su micropali di lunghezza totale 6 m (4.50 m dal p.c.). Essi serviranno per stabilizzare alla base il muro.

Dreni suborizzontali abatteranno infine la sovrappressione idraulica.

In nessun modo si effettueranno scavi, dato che ciò potrebbe portare a destabilizzare in maniera pericolosa il versante, dando luogo a movimenti che potrebbero assumere anche un carattere parossistico.

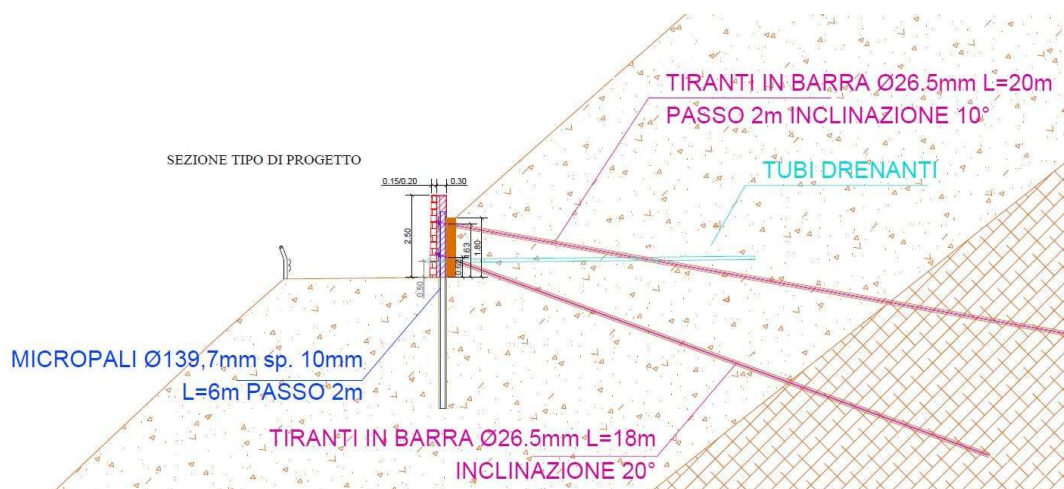


Fig. 1.3.2.

Allo scopo di verificare se gli interventi inseriti nel pendio sono adeguati a stabilizzare il fenomeno franoso, con i medesimi criteri di calcolo con i quali si è effettuata la "back analysi" per la determinazione dei parametri geotecnici dei terreni lungo cui avviene la rottura, si effettuano ora delle nuove verifiche di stabilità globali inserendo le resistenze fornite dalle opere. Ovviamente si considera l'azione sismica ai sensi delle NTC 2018 e si esegue la verifica con le modalità da esse prescritte.

Secondo le NTC 2018 (cap. 6.3.4), le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali. Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso. Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_f) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico.

L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

Quanto sopra significa che, a differenza delle precedenti NTC 2008, il coefficiente di sicurezza minimo non è più fissato dalla norma, ma scelto dal progettista, pur se con adeguate giustificazioni.

Si allega di seguito la schematizzazione del pendio con le opere di progetto inserite, considerando i valori dei parametri meccanici di terreni e rocce desunti dall'analisi a ritroso e dai rilievi in campo.

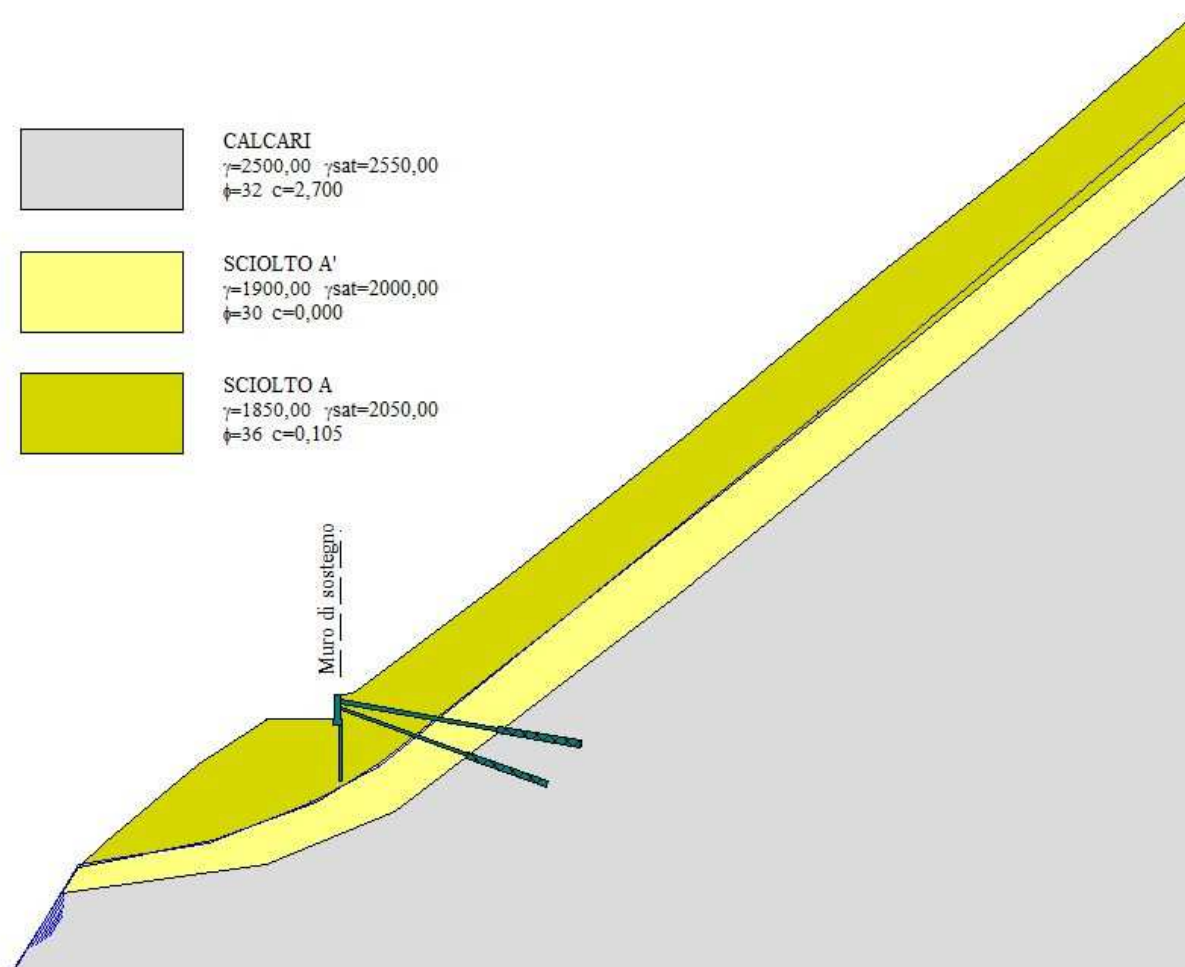


Fig. 2.3.2: schematizzazione del pendio in frana della zona 2 con inseriti gli interventi di progetto. I dreni sub orizzontali (non inseribili nella sezione) determinano un abbassamento del livello della falda, di cui si è tenuto ovviamente conto.

Dalle verifiche (fig. 3.3.2 e tab. 2 in allegato), si ottiene un valore del coefficiente di sicurezza $F_s = 1.183$, non eccezionale ma a parere dello scrivente adeguato allo stato dei luoghi e comunque il massimo ottenibile con le risorse a disposizione. In ogni caso le verifiche dimostrano come le opere inserite riescano a stabilizzare la frana.

Si fa a tale proposito presente che le condizioni imposte per le verifiche sono molto severe e difficilmente concretizzabili nella realtà; inoltre anche i valori dei parametri sono stati calcolati con criteri molto cautelativi, mentre la viabilità in questione è di tipo forestale, quindi caratterizzata da pochi transiti e conseguente ridotta esposizione al rischio.

Il fenomeno franoso infine non pare potersi esplicare in modo parossistico, per cui gli interventi in previsione nella peggiore delle ipotesi garantiranno la transitabilità della strada per una sua "vita utile" di lunghezza accettabile.

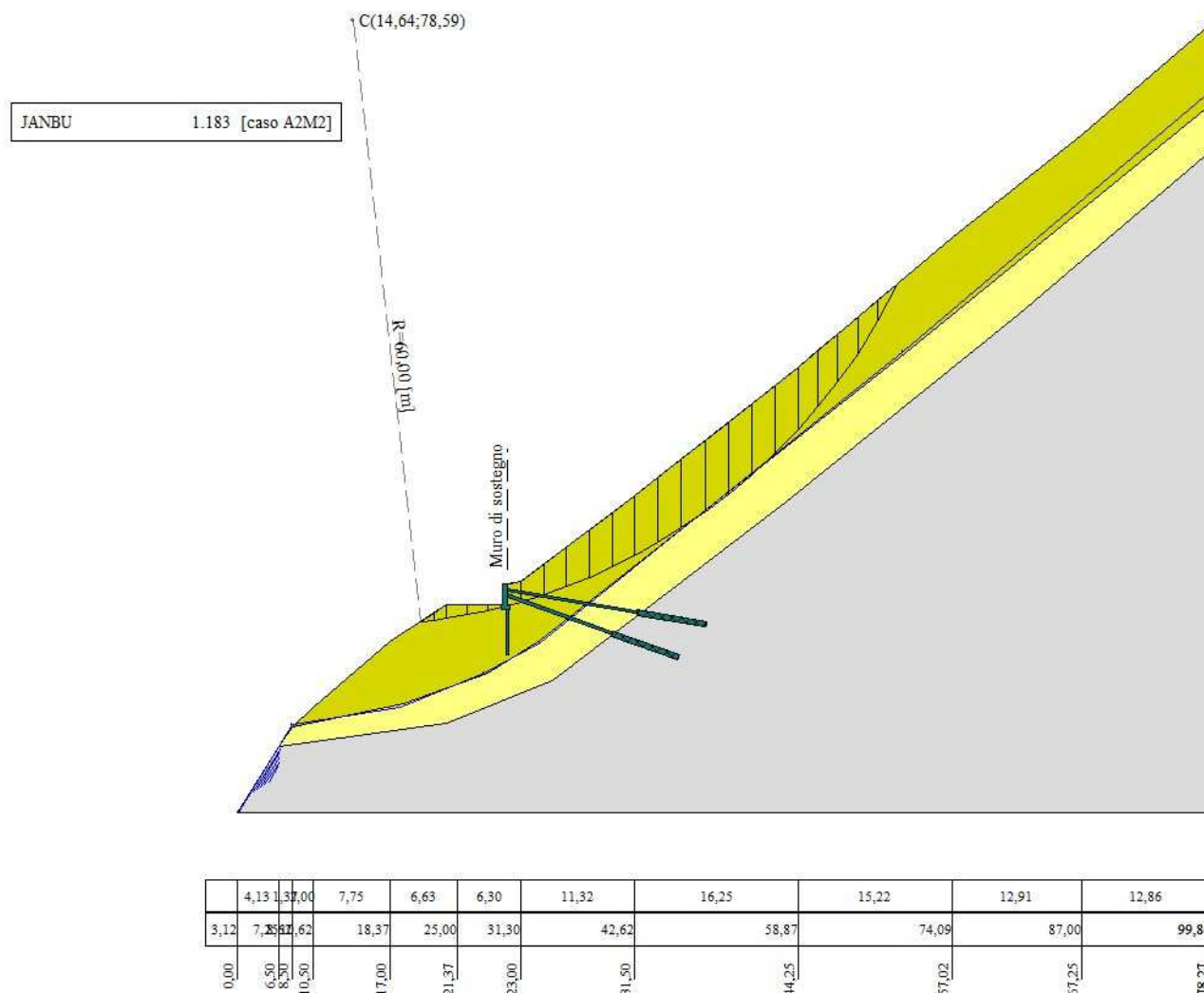


Fig. 3.3.2: superficie critica verificata con $F_s = 1.138$ (tab. 2 in allegato).

4 Conclusioni

Su incarico e per conto del Comune di Grigno, è stata effettuata una indagine geotecnica per i progetti definitivo ed esecutivo di mitigazione della pericolosità da caduta massi e di consolidamento di alcuni tratti della "Strada degli Altipiani" a Grigno (Valsugana, Trento).

Avendo il Comune di Grigno a disposizione una risorsa economica "una tantum" di 330.000 Euro Iva compresa per la mitigazione della pericolosità di detta viabilità, lo scrivente ed il dott. ing. Stefano Filippi sono stati incaricati di individuare i tratti di strada caratterizzati dalle maggiori criticità.

Essa è nota per la pericolosità conseguente al pericolo di caduta massi, sviluppandosi per quasi 12 Km in seno ad un versante roccioso (fianco meridionale della Valsugana), ma a seguito delle ricognizioni effettuate sono state osservate anche altre problematiche che, pur non essendo caratterizzate da una immediata elevata criticità, se trascurate potrebbero evolvere rendendo impraticabile la viabilità.

Sono state così scelte 6 diverse zone di intervento, caratterizzate da problematiche relative alla caduta massi (3, 5 e 6), da movimenti di versante (2) e da cedimenti del corpo stradale (1 e 4), così come dettagliatamente descritto nella relazione geologica allegata e nelle pagine precedenti.

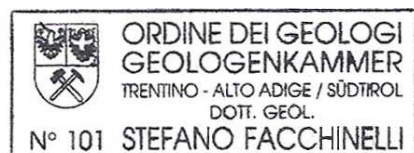
Le opere progettate sono in grado di mitigare le 6 criticità individuate, nel caso degli interventi 2 e 4 anche di abbatterle quasi totalmente.

I lavori dovranno necessariamente essere effettuati sotto la supervisione di un tecnico geologo.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e costituisce la relazione geotecnica specialistica del progetto strutturale di cui al capitolo 10.1, C10.1 punto 5.1.

Lo scrivente rimane a disposizione per eventuali chiarimenti.

dott. Stefano Facchinelli



Stefano Facchinelli

Pergine, marzo 2018

Progetto: Back analysis pendio zona 2
 Ditta:
 Comune: Grigno Strada degli Altipiani
 Progettista: dott. ing. Stefano Filippi – dott. geol. Stefano Facchinelli
 Direttore dei Lavori:
 Impresa:

Normative di riferimento

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
 - D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
 - D.M. 16 Gennaio 1996
 Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
 - Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
 Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
 - Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
 Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Descrizione metodo di calcolo

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a **1.30**.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Nella descrizione dei metodi di calcolo si adatterà la seguente simbologia:

l	lunghezza della base della striscia
α	angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
b	larghezza della striscia $b=l \times \cos(\alpha)$
ϕ	angolo di attrito lungo la base della striscia
c	coesione lungo la base della striscia
γ	peso di volume del terreno
u	pressione neutra
W	peso della striscia
N	sforzo normale alla base della striscia
T	sforzo di taglio alla base della striscia
E_s, E_d	forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
X_s, X_d	forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra
E_a, E_b	forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio
ΔX	variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$
ΔE	variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

Metodo di Janbu (semplificato)

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di **Janbu semplificato** si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum [c_i b_i + (N_i / \cos(\alpha_i) - u_i b_i) \tan \phi_i]}{\sum [W_i \tan \alpha_i]}$$

dove il termine N_i è espresso da

$$N_i = [W_i - c_i l_i \sin \alpha_i / \eta + u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i / F] / m$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / F$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di **Janbu semplificato** contiene al secondo membro il termine m che è funzione di F . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

La semplificazione del metodo rispetto al procedimento completo consiste nel trascurare le forze tangenziali di interstriscia.

Dati

Descrizione terreno

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in kg/mc
γ_w	Peso di volume saturo del terreno espresso in kg/mc
ϕ	Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi
c	Coesione 'efficace' del terreno espressa in kg/cm ²
ϕ_u	Angolo d'attrito interno 'totale' del terreno espresso gradi
c_u	Coesione 'totale' del terreno espressa in kg/cm ²

n°	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ'	c'
		[kg/mc]	[kg/mc]	[°]	[kg/cm ²]
1	SCIOLTO A'	1900	2000	30,00	0,000
2	CALCARI	2500	2550	32,00	2,700
3	SCIOLTO A	1850	2050	36,00	0,105

Profilo del piano campagna

Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra e l'ordinata positiva verso l'alto.

Nr.	Identificativo del punto
X	Ascissa del punto del profilo espressa in m
Y	Ordinata del punto del profilo espressa in m

n°	X	Y
	[m]	[m]
1	5,50	-0,13
2	9,60	5,28
3	11,85	7,75
4	13,00	9,00
5	18,62	15,50
6	26,02	21,04
7	31,02	21,19
8	31,30	23,00
9	71,00	58,00
10	100,00	80,00

Descrizione stratigrafia

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Gli strati sono descritti mediante i punti di contorno (in senso antiorario) e l'indice del terreno di cui è costituito

Strato N° 1 costituito da terreno n° 2 (CALCARI)

Coordinate dei vertici dello strato n° 1

n°	X	Y
	[m]	[m]
1	9,60	5,28
2	5,50	-0,13
3	100,00	0,00
4	100,00	65,77
5	80,65	49,47
6	57,67	30,82
7	34,94	12,83
8	23,95	8,85

Strato N° 2 costituito da terreno n° 1 (SCIOLTO A')

Coordinate dei vertici dello strato n° 2

n°	X	Y
	[m]	[m]
1	11,85	7,75
2	9,60	5,28
3	23,95	8,85
4	34,94	12,83
5	57,67	30,82
6	80,65	49,47
7	100,00	65,77
8	99,87	70,25
9	69,50	45,62
10	33,25	17,12
11	28,00	13,87
12	19,62	10,75

Strato N° **3** costituito da terreno n° 3 (SCIOLTO A)

Coordinate dei vertici dello strato n° 3

n°	X	Y
	[m]	[m]
1	99,87	70,25
2	100,00	80,00
3	71,00	58,00
4	31,30	23,00
5	31,02	21,19
6	26,02	21,04
7	18,62	15,50
8	13,00	9,00
9	11,85	7,75
10	19,62	10,75
11	28,00	13,87
12	33,25	17,12
13	69,50	45,62

Descrizione falda

Livello di falda

n°	X	Y
	[m]	[m]
1	5,50	-0,13
2	11,21	6,88
3	12,85	8,16
4	19,37	11,37
5	27,75	15,00
6	33,75	18,62
7	69,87	47,50
8	100,25	71,50

Dati zona sismica

Coefficiente sismico orizzontale (per cento)	0.00
Coefficiente sismico verticale (per cento)	0.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.00

Dati normativa

Normativa :

- D.M. 11/03/1988
- D.M. 16/01/1996

Coefficiente di sicurezza richiesto

Simbolo	Statico	Sismico
F _s	1.30	1.30

Impostazioni delle superfici di rottura

Superfici di rottura circolari

Si considerano le superfici passanti per i punti P1(24,00, 19,32) e P2(71,00, 58,00)

Opzioni di calcolo

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo:

- JANBU

Le superfici sono state analizzate solo in condizioni **statiche**.

Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**

Presenza di falda

Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a

1,00 m

- freccia inferiore a	0,50	m
- volume inferiore a	2,00	mc
- ascissa di intersezione a valle maggiore di	31,00	m
- pendenza media della superficie inferiore a	1.00	[%]

Risultati analisi

Numero di superfici analizzate	11
Coefficiente di sicurezza minimo	0.993
Superficie con coefficiente di sicurezza minimo	1

Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

Metodo	Nr. superfici	FS _{min}	S _{min}	FS _{max}	S _{max}
JANBU	11	0.993	1	1.106	11

Caratteristiche delle superfici analizzate

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

N° numero d'ordine della superficie cerchio

C_x ascissa x del centro [m]

C_y ordinata y del centro [m]

R raggio del cerchio espresso in m

x_v ascissa del punto di intersezione con il profilo (valle) espresse in m

x_m ascissa del punto di intersezione con il profilo (monte) espresse in m

V volume interessato dalla superficie espresso [mc]

F_s coefficiente di sicurezza

Metodo di JANBU (J)

N°	Forma	C _x [m]	C _y [m]	R [m]	x _v [m]	x _m [m]	V [mc]	F _s	Caso	Sisma
1	C	14,64	78,59	60,00	23,65	71,00	283,90	0.993 (J)	--	H+V
2	C	14,27	79,03	60,50	23,65	71,00	280,56	1.017 (J)	--	H+V
3	C	13,91	79,48	61,00	23,64	71,00	277,29	1.056 (J)	--	H+V
4	C	13,54	79,92	61,50	23,64	71,00	274,09	1.076 (J)	--	H+V
5	C	13,18	80,37	62,00	23,64	71,00	270,96	1.081 (J)	--	H+V
6	C	12,81	80,81	62,50	23,64	71,00	267,89	1.085 (J)	--	H+V
7	C	12,45	81,25	63,00	23,63	71,00	264,88	1.090 (J)	--	H+V
8	C	12,09	81,69	63,50	23,63	71,00	261,93	1.094 (J)	--	H+V
9	C	11,72	82,13	64,00	23,63	71,00	259,03	1.099 (J)	--	H+V
10	C	11,36	82,57	64,50	23,62	71,00	256,20	1.103 (J)	--	H+V
11	C	11,00	83,01	65,00	23,62	71,00	253,41	1.106 (J)	--	H+V

Analisi della superficie critica

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso destra

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Le strisce sono numerate da valle verso monte

N° numero d'ordine della striscia

X_s ascissa sinistra della striscia espressa in m

Y_{ss} ordinata superiore sinistra della striscia espressa in m

Y_{si} ordinata inferiore sinistra della striscia espressa in m

X_g ascissa del baricentro della striscia espressa in m

Y_g ordinata del baricentro della striscia espressa in m

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso °(positivo antiorario)

φ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in kg/cm²

L sviluppo della base della striscia espressa in m (L=b/cosα)

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in kg/cm²

W peso della striscia espressa in kg

Q carico applicato sulla striscia espressa in kg

N sforzo normale alla base della striscia espresso in kg

T sforzo tangenziale alla base della striscia espresso in kg

U pressione neutra alla base della striscia espressa in kg

E_s, E_d forze orizzontali sulla striscia a sinistra e a destra espresse in kg

X_s, X_d forze verticali sulla striscia a sinistra e a destra espresse in kg

ID Indice della superficie interessata dall'intervento

Superficie n° 1

Analisi della superficie 1

Numero di strisce	23	
Coordinate del centro	X[m]= 14,64	Y[m]= 78,59
Raggio del cerchio	R[m]= 60,00	
Intersezione a valle con il profilo topografico	X _v [m]= 23,65	Y _v [m]= 19,27

Intersezione a monte con il profilo topografico
Coefficiente di sicurezza

$X_m[m] = 71,00$
 $F_s = 0.993$

$Y_m[m] = 58,00$

Geometria e caratteristiche strisce

N°	X_s [m]	Y_{ss} [m]	Y_{si} [m]	X_d [m]	Y_{ds} [m]	Y_{di} [m]	X_a [m]	Y_a [m]	L [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kg/cmq]
1	23,65	19,27	19,27	24,84	20,15	19,46	24,44	19,63	1,20	9,21	36,00	0,10
2	24,84	20,15	19,46	26,02	21,04	19,67	25,49	20,11	1,20	10,36	36,00	0,11
3	26,02	21,04	19,67	27,69	21,09	20,02	26,82	20,45	1,70	11,74	36,00	0,11
4	27,69	21,09	20,02	29,35	21,14	20,42	28,47	20,66	1,71	13,38	36,00	0,11
5	29,35	21,14	20,42	31,02	21,19	20,86	30,08	20,89	1,73	15,02	36,00	0,11
6	31,02	21,19	20,86	31,30	23,00	20,94	31,19	21,61	0,29	15,98	36,00	0,11
7	31,30	23,00	20,94	33,64	25,06	21,67	32,56	22,73	2,45	17,29	36,00	0,11
8	33,64	25,06	21,67	35,97	27,12	22,50	34,86	24,13	2,48	19,64	36,00	0,11
9	35,97	27,12	22,50	38,31	29,18	23,45	37,18	25,59	2,52	22,03	36,00	0,10
10	38,31	29,18	23,45	40,64	31,24	24,51	39,50	27,11	2,57	24,45	36,00	0,11
11	40,64	31,24	24,51	42,98	33,29	25,70	41,83	28,70	2,62	26,93	36,00	0,10
12	42,98	33,29	25,70	45,31	35,35	27,02	44,16	30,35	2,68	29,46	36,00	0,11
13	45,31	35,35	27,02	47,65	37,41	28,48	46,49	32,08	2,76	32,06	36,00	0,11
14	47,65	37,41	28,48	49,98	39,47	30,10	48,82	33,87	2,84	34,73	31,11	0,02
15	49,98	39,47	30,10	52,32	41,53	31,89	51,16	35,75	2,94	37,49	30,00	0,00
16	52,32	41,53	31,89	54,65	43,59	33,87	53,49	37,72	3,06	40,36	30,00	0,00
17	54,65	43,59	33,87	56,99	45,65	36,08	55,82	39,79	3,21	43,36	34,81	0,08
18	56,99	45,65	36,08	59,32	47,71	38,54	58,15	41,99	3,39	46,51	36,00	0,11
19	59,32	47,71	38,54	61,66	49,76	41,31	60,48	44,31	3,62	49,86	36,00	0,10
20	61,66	49,76	41,31	63,99	51,82	44,46	62,80	46,81	3,92	53,47	36,00	0,11
21	63,99	51,82	44,46	66,33	53,88	48,12	65,11	49,51	4,34	57,41	36,00	0,10
22	66,33	53,88	48,12	68,66	55,94	52,48	67,40	52,47	4,95	61,84	36,00	0,11
23	68,66	55,94	52,48	71,00	58,00	58,00	69,44	55,47	5,99	67,07	36,00	0,11

Forze applicate sulle strisce [JANBU]

N°	W [kg]	Q [kg]	N [kg]	T [kg]	U [kg]	E_s [kg]	E_d [kg]	X_s [kg]	X_d [kg]	ID
1	762	0	506	1640	0	0	1538	0	0	
2	2258	0	1820	2605	0	1538	3773	0	0	
3	3753	0	3003	3997	0	3773	7076	0	0	
4	2762	0	2052	3313	0	7076	9825	0	0	
5	1616	0	990	2549	0	9825	12030	0	0	
6	617	0	457	643	0	12030	12522	0	0	
7	11758	0	9374	9446	0	12522	18756	0	0	
8	17282	0	13808	12726	0	18756	26101	0	0	
9	22336	0	17760	15660	0	26101	33958	0	0	
10	26896	0	21244	18258	0	33958	41784	0	0	
11	30965	0	24294	20547	0	41784	49101	0	0	
12	34685	0	25964	21835	1538	49101	54587	0	0	
13	37793	0	27344	22923	2893	54587	57966	0	0	
14	40176	0	31372	19622	3911	57966	53991	0	0	
15	41765	0	33270	19346	4528	53991	46335	0	0	
16	42499	0	34214	19895	4651	46335	36326	0	0	
17	42253	0	30937	24393	4143	36326	29977	0	0	
18	40849	0	29794	25391	2795	29977	23806	0	0	
19	38130	0	29090	25118	272	23806	17551	0	0	
20	34161	0	26053	23213	0	17551	10435	0	0	
21	28356	0	21203	20101	0	10435	3397	0	0	
22	19934	0	13715	15270	0	3397	-1490	0	0	
23	7478	0	1542	7467	0	-1490	0	0	0	

TABELLA 1: verifica pendio naturale in back analysis.

Progetto: Stabilizzazione pendio zona 2
 Ditta:
 Comune: Grigno
 Progettista: dott. ing. Stefano Filippi – dott. ing. Stefano Facchinelli
 Direttore dei Lavori:
 Impresa:

Normative di riferimento

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
 - D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
 - D.M. 16 Gennaio 1996
 Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
 - Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
 Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
 - Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
 Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

Descrizione metodo di calcolo

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a **1.20**.
 Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.
 In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.
 Nella descrizione dei metodi di calcolo si adatterà la seguente simbologia:

/ lunghezza della base della striscia
 α angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
 b larghezza della striscia $b=l \times \cos(\alpha)$
 ϕ angolo di attrito lungo la base della striscia
 c coesione lungo la base della striscia
 γ peso di volume del terreno
 u pressione neutra
 W peso della striscia
 N sforzo normale alla base della striscia
 T sforzo di taglio alla base della striscia
 E_s, E_d forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
 X_s, X_d forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra
 E_a, E_b forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio
 ΔX variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$
 ΔE variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

Metodo di Janbu (semplificato)

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di **Janbu semplificato** si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum [c_i b_i + (N_i / \cos(\alpha_i) - u_i b_i) \tan \phi_i]}{\sum [W_i \tan \alpha_i]}$$

dove il termine N_i è espresso da

$$N_i = [W_i - c_i l_i \sin \alpha_i / \eta + u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i / F] / m$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / F$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di **Janbu semplificato** contiene al secondo membro il termine m che è funzione di F . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

La semplificazione del metodo rispetto al procedimento completo consiste nel trascurare le forze tangenziali di interstriscia.

Dati

Descrizione terreno

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in kg/mc
γ_w	Peso di volume saturo del terreno espresso in kg/mc
ϕ	Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi
c	Coesione 'efficace' del terreno espressa in kg/cm ²
ϕ_u	Angolo d'attrito interno 'totale' del terreno espresso gradi
c_u	Coesione 'totale' del terreno espressa in kg/cm ²

n°	Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ' [°]	c' [kg/cm ²]
1	SCIOLTO A'	1900	2000	30.00	0,000
2	CALCARI	2500	2550	32.00	2,700
3	SCIOLTO A	1850	2050	36.00	0,105

Profilo del piano campagna

Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra e l'ordinata positiva verso l'alto.

Nr.	Identificativo del punto
X	Ascissa del punto del profilo espressa in m
Y	Ordinata del punto del profilo espressa in m

n°	X [m]	Y [m]
1	3,12	0,00
2	7,25	6,50
3	8,62	8,50
4	10,62	10,50
5	18,37	17,00
6	25,00	21,37
7	31,30	23,00
8	42,62	31,50
9	58,87	44,25
10	74,09	57,02
11	87,00	67,25
12	99,86	78,27

Descrizione stratigrafia

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Gli strati sono descritti mediante i punti di contorno (in senso antiorario) e l'indice del terreno di cui è costituito

Strato N° 1 costituito da terreno n° 2 (CALCARI)

Coordinate dei vertici dello strato n° 1

n°	X [m]	Y [m]
1	7,25	6,50
2	3,12	0,00
3	100,00	0,00
4	100,00	65,77
5	80,65	49,47
6	57,67	30,82
7	34,50	13,12
8	23,95	8,85

Strato N° 2 costituito da terreno n° 1 (SCIOLTO A')

Coordinate dei vertici dello strato n° 2

n°	X [m]	Y [m]
1	8,62	8,50
2	7,25	6,50
3	23,95	8,85
4	34,50	13,12

n°	X	Y
	[m]	[m]
5	57,67	30,82
6	80,65	49,47
7	100,00	65,77
8	99,87	70,25
9	69,50	45,62
10	33,25	17,12
11	28,00	13,87
12	19,62	10,75

Strato N° 3 costituito da terreno n° 3 (SCIOLTO A)

Coordinate dei vertici dello strato n° 3

n°	X	Y
	[m]	[m]
1	99,87	70,25
2	99,86	78,27
3	87,00	67,25
4	74,09	57,02
5	58,87	44,25
6	42,62	31,50
7	31,30	23,00
8	25,00	21,37
9	18,37	17,00
10	10,62	10,50
11	8,62	8,50
12	19,62	10,75
13	28,00	13,87
14	33,25	17,12
15	69,50	45,62

Descrizione falda

Livello di falda

n°	X	Y
	[m]	[m]
1	3,25	0,00
2	8,62	8,75
3	19,25	10,50
4	27,62	13,87
5	33,25	16,87
6	69,25	45,75
7	100,00	71,75

Interventi inseriti

Numero interventi inseriti 1

Muro con 2 file di tiranti e 1 file di pali - Muro di sostegno

Grado di sicurezza desiderato a monte	1,30	
Ascissa sul profilo (quota testa muro)	30,00	m
Altezza paramento	2,00	m
Spessore in testa	0,50	m
Inclinazione esterna	0,000	
Inclinazione interna	0,000	
Spessore alla base	0,50	m
Lunghezza mensola fondazione valle	0,15	m
Lunghezza mensola fondazione monte	0,20	m
Lunghezza fondazione totale	0,85	m
Spessore fondazione	0,50	m
Resistenza caratteristica a compressione del cls (Rbk)	250	kg/cm ²
Percentuale di armatura zona tesa	0,30	%
Percentuale di armatura zona compressa	0,15	%
Altezza di scavo	2,00	m

Pali del muro

Fila di pali n° 1 - Micropali

Posizione rispetto alla testa (positiva verso destra)	0,00	m
Lunghezza pali	4,50	m
Diametro pali	0,30	m

Interasse pali	2,00	m
Ascissa rispetto allo spigolo di monte della fondazione	30,00	m
Diametro tubolare	139,70	mm
Spessore tubolare	10,00	mm
Resistenza caratteristica a compressione del cls (Rbk)	250	kg/cmq

Tiranti del muro*Fila di tiranti n° 1 - Tiranti passivi*

Posizione rispetto alla testa (positiva verso il basso)	0,40	m
Lunghezza totale tiranti	20,00	m
Lunghezza fondazione tiranti	7,00	m
Inclinazione tiranti	10,00	
Interasse tiranti	2,00	m
Diametro tiranti	26,50	cm
Resistenza caratteristica a compressione del cls (Rbk)	300	kg/cmq
Resistenza trazione (per tirante)	30000	kg
Resistenza taglio (per tirante)	0	kg

Fila di tiranti n° 2 - Tiranti passivi

Posizione rispetto alla testa (positiva verso il basso)	1,00	m
Lunghezza totale tiranti	18,00	m
Lunghezza fondazione tiranti	7,00	m
Inclinazione tiranti	20,00	
Interasse tiranti	2,00	m
Diametro tiranti	26,50	cm
Resistenza caratteristica a compressione del cls (Rbk)	300	kg/cmq
Resistenza trazione (per tirante)	30000	kg
Resistenza taglio (per tirante)	0	kg

Dati zona sismica*Identificazione del sito*

Latitudine	46.016426
Longitudine	11.638121
Comune	Grigno
Provincia	Trento
Regione	Trentino-Alto Adige
Punti di interpolazione del reticolo	10075 - 10297 - 10298 - 10076

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	I - Presenza occasionale di persone
Vita di riferimento	70 anni
Accelerazione al suolo a_g =	1.465 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S_s)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.20
Coefficiente riduzione (β_s)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.00
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g / g * \beta_s * S_t * S) = 5.16$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.00 * k_h = 0.00$

Dati normativaNormativa :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 17/01/2018

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Variabili	Sfavorevole	γ_{osfav}	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.25	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.40	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto

Tipo calcolo	Simbolo	Statico	Sismico
Pendio naturale	γ_R	1.00	1.00
Fronte di scavo	γ_R	1.10	1.20

Impostazioni delle superfici di rottura

Superfici di rottura circolari

Si considerano le superfici passanti per i punti P1(24,00, 19,32) e P2(71,00, 58,00)

Opzioni di calcolo

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo:

- JANBU

Le superfici sono state analizzate solo in condizioni **sismiche**.

Le superfici sono state analizzate per i casi:

- Parametri caratteristici [PC];

- Parametri di progetto [A2-M2]

- Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)

Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**

Presenza di falda

Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a	1,00	m
- freccia inferiore a	0,50	m
- volume inferiore a	2,00	mc
- ascissa di intersezione a valle maggiore di	31,00	m
- pendenza media della superficie inferiore a	1.00	[%]

Risultati analisi

Numero di superfici analizzate	6
Coefficiente di sicurezza minimo	1.183
Superficie con coefficiente di sicurezza minimo	1

Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

Metodo	Nr. superfici	FS _{min}	S _{min}	FS _{max}	S _{max}
JANBU	6	1.183	1	1.344	6

Caratteristiche delle superfici analizzate

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

N° numero d'ordine della superficie cerchio

C_x ascissa x del centro [m]

C_y ordinata y del centro [m]

R raggio del cerchio espresso in m

x_v ascissa del punto di intersezione con il profilo (valle) espressa in m

x_m ascissa del punto di intersezione con il profilo (monte) espressa in m

V volume interessato dalla superficie espresso [mc]

F_s coefficiente di sicurezza

caso caso di calcolo

Metodo di JANBU (J)

N°	Forma	C _x [m]	C _v [m]	R [m]	x _v [m]	x _m [m]	V [mc]	F _s	Caso	Sisma
1	C	14,64	78,59	60,00	21,35	68,66	205,54	1.183 (J)	[A2M2]	H
2	C	14,27	79,03	60,50	21,32	68,61	202,29	1.210 (J)	[A2M2]	H
3	C	14,64	78,59	60,00	21,35	68,66	205,54	1.254 (J)	[PC]	H
4	C	13,91	79,48	61,00	21,30	68,55	199,12	1.268 (J)	[A2M2]	H
5	C	14,27	79,03	60,50	21,32	68,61	202,29	1.282 (J)	[PC]	H
6	C	13,91	79,48	61,00	21,30	68,55	199,12	1.344 (J)	[PC]	H

Analisi della superficie critica

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso destra

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Le strisce sono numerate da valle verso monte

N°	numero d'ordine della striscia
X _s	ascissa sinistra della striscia espressa in m
Y _{ss}	ordinata superiore sinistra della striscia espressa in m
Y _{si}	ordinata inferiore sinistra della striscia espressa in m
X _g	ascissa del baricentro della striscia espressa in m
Y _g	ordinata del baricentro della striscia espressa in m
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso °(positivo antiorario)
φ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in kg/cmq
L	sviluppo della base della striscia espressa in m(L=b/cosα)
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in kg/cmq
W	peso della striscia espresso in kg
Q	carico applicato sulla striscia espresso in kg
N	sforzo normale alla base della striscia espresso in kg
T	sforzo tangenziale alla base della striscia espresso in kg
U	pressione neutra alla base della striscia espressa in kg
E _s , E _d	forze orizzontali sulla striscia a sinistra e a destra espresse in kg
X _s , X _d	forze verticali sulla striscia a sinistra e a destra espresse in kg
ID	Indice della superficie interessata dall'intervento

Superficie n° 1

Analisi della superficie 1 - coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso l'alto

Numero di strisce	23	
Coordinate del centro	X[m]= 14,64	Y[m]= 78,59
Raggio del cerchio	R[m]= 60,00	
Intersezione a valle con il profilo topografico	X _v [m]= 21,35	Y _v [m]= 18,96
Intersezione a monte con il profilo topografico	X _m [m]= 68,66	Y _m [m]= 52,46
Coefficiente di sicurezza	F _s = 1.183	

Geometria e caratteristiche strisce

N°	X _s [m]	Y _{ss} [m]	Y _{si} [m]	X _d [m]	Y _{ds} [m]	Y _{di} [m]	X _a [m]	Y _a [m]	L [m]	α [°]	φ [°]	c [kg/cmq]
1	21,35	18,96	18,96	22,64	19,81	19,12	22,21	19,30	1,30	7,04	36,00	0,11
2	22,64	19,81	19,12	23,93	20,66	19,31	23,35	19,75	1,30	8,28	36,00	0,11
3	23,93	20,66	19,31	25,95	20,66	19,66	24,89	20,07	2,05	9,88	36,00	0,10
4	25,95	20,66	19,66	27,98	20,66	20,09	26,87	20,26	2,07	11,85	36,00	0,11
5	27,98	20,66	20,09	30,00	20,66	20,58	28,73	20,47	2,08	13,84	36,00	0,11
6	30,00	22,66	20,58	31,30	23,00	20,94	30,65	21,80	1,35	15,47	36,00	0,11
7	31,30	23,00	20,94	33,56	24,70	21,65	32,51	22,61	2,37	17,25	36,00	0,10
8	33,56	24,70	21,65	35,83	26,40	22,45	34,74	23,83	2,40	19,53	36,00	0,11
9	35,83	26,40	22,45	38,09	28,10	23,36	36,99	25,10	2,44	21,84	36,00	0,10
10	38,09	28,10	23,36	40,36	29,80	24,38	39,25	26,42	2,48	24,19	36,00	0,11
11	40,36	29,80	24,38	42,62	31,50	25,51	41,51	27,81	2,53	26,59	36,00	0,10
12	42,62	31,50	25,51	44,94	33,32	26,80	43,80	29,29	2,66	29,06	36,00	0,11
13	44,94	33,32	26,80	47,26	35,14	28,23	46,11	30,88	2,73	31,63	36,00	0,10
14	47,26	35,14	28,23	49,58	36,96	29,81	48,43	32,54	2,81	34,28	32,25	0,04
15	49,58	36,96	29,81	51,91	38,79	31,56	50,75	34,28	2,91	37,01	30,00	0,00
16	51,91	38,79	31,56	54,23	40,61	33,50	53,06	36,11	3,02	39,84	30,00	0,00
17	54,23	40,61	33,50	56,55	42,43	35,65	55,38	38,04	3,16	42,79	33,86	0,07
18	56,55	42,43	35,65	58,87	44,25	38,04	57,69	40,08	3,34	45,90	36,00	0,11
19	58,87	44,25	38,04	60,83	45,89	40,29	59,83	42,10	2,98	48,91	36,00	0,11
20	60,83	45,89	40,29	62,78	47,53	42,78	61,78	44,09	3,17	51,84	36,00	0,11
21	62,78	47,53	42,78	64,74	49,18	45,57	63,72	46,21	3,41	54,99	36,00	0,10
22	64,74	49,18	45,57	66,70	50,82	48,75	65,63	48,47	3,73	58,40	36,00	0,11
23	66,70	50,82	48,75	68,66	52,46	52,46	67,35	50,68	4,19	62,18	36,00	0,11

Forze applicate sulle strisce [JANBU]

N°	W	Q	N	T	U	E _s	E _d	X _s	X _d	ID
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	826	0	641	1548	0	0	1390	0	0	
2	2445	0	2113	2455	0	1390	3316	0	0	
3	4413	0	3760	4131	0	3316	6379	0	0	
4	2957	0	2336	3269	0	6379	8857	0	0	
5	1229	0	704	2282	0	8857	10804	0	0	
6	4972	0	-3201	-768	0	10804	40352	0	0	
7	10697	0	8859	7542	0	40352	44054	0	0	
8	14663	0	12155	9594	0	44054	47834	0	0	
9	18201	0	15040	11398	0	47834	51330	0	0	
10	21291	0	17520	12959	0	51330	54231	0	0	
11	23909	0	19592	14275	0	54231	56275	0	0	
12	26874	0	21947	15831	0	56275	57254	0	0	
13	28855	0	23509	16853	0	57254	56915	0	0	
14	30215	0	26351	14987	0	56915	51989	0	0	
15	30899	0	28290	13802	0	51989	43458	0	0	
16	30804	0	28511	13910	0	43458	33356	0	0	
17	29835	0	25567	16301	0	33356	25511	0	0	
18	27898	0	22670	16878	0	25511	18699	0	0	
19	21391	0	17321	13277	0	18699	12622	0	0	
20	18764	0	15041	12045	0	12622	6702	0	0	
21	15142	0	11762	10248	0	6702	1711	0	0	
22	10272	0	7115	7682	0	1711	-1163	0	0	
23	3743	0	447	3996	0	-1163	0	0	0	

TABELLA 2: analisi stabilità globali pendio zona 2 con opere.**Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)****Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo**

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi e le verifiche di stabilità sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

I metodi di calcolo implementati sono i classici metodi delle strisce, basati sul concetto dell'equilibrio limite globale. La superficie di rottura è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive.

Nel modulo terreni si adotta il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Nel modulo rocce si può adottare il criterio di rottura di Hoek-Brown o di Barton.

Il programma consente di inserire degli interventi di stabilizzazione, che possono intervenire secondo sue modalità diverse: variazione delle forze di interstriscia o resistenza a taglio equivalente.

L'analisi sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo STAP - Stabilità Pendii Terreni e Rocce
 Versione 14.0
 Produttore Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)
 Utente geol. Facchinelli Stefano
 Licenza AIU1990S7

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati

tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

Pergine, 30 marzo 2018

Il progettista



Stefano Facchinelli