

Committenti:

**SIG.RI MENEGHETTI MASSIMILIANO
E SEGHEZZI TULLIO**

**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
PRELIMINARE ALLA REALIZZAZIONE DI UN TRACCIATO
CARRALE A SERVIZIO DI UN EDIFICIO ESISTENTE
IN VIA CAVE NEL COMUNE DI UBIALE (BG)**

Comune: UBIALE (BG)

Data: DICEMBRE 2020

**Dott. Geol. FILIPPO LEOPARDI
Ordine dei Geologi della Lombardia n. 1011
Via Piave, 65
24019 – Zogno (Bg)**



INDICE

1.0 Premessa	2
2.0 Normativa di riferimento.....	2
3.0 Inquadramento geografico	3
4.0 Studi bibliografici di riferimento	4
5.0 Caratteri geologici e geomorfologici.....	5
6.0 Caratteri idraulici e idrogeologici	7
7.0 Condizioni generali di stabilità esistenti.....	8
8.0 Classificazione sismica dei terreni.....	9
9.0 Interventi previsti	13
10.0 Parametri geotecnici.....	13
11.0 Resistenza di progetto dei terreni di fondazione	16
12.0 Stabilità dei fronti di scavo	20
13.0 Analisi di stabilità del versante.....	20
14.0 Elementi di rischio e prescrizioni tecniche	23
15.0 Conclusioni.....	26
Documentazione fotografica	27
Allegati.....	31

1.0 Premessa

La presente relazione geologica e geotecnica, redatta su incarico dei **Sig.ri Meneghetti Massimiliano e Seghezzi Tullio**, si configura come documento preliminare ai lavori per la realizzazione di un tracciato carrale a servizio di un edificio esistente in via Cave nel Comune di Ubiale Clanezzo (Bg).

Lo studio geologico, redatto ai sensi della D.G.R. 2616/2011 e del D.M. 17.01.18, risulta necessario per l'area in esame, secondo quanto prescritto dalle N.T.A. dello studio geologico allegato al PGT comunale, vista la natura e l'ubicazione dell'intervento in progetto.

Nelle note che seguono viene in primo luogo riportata la caratterizzazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica dell'area di studio, ricavata attraverso dati di letteratura, rilievi geologici e indagini geognostiche eseguite in sito.

Successivamente vengono esaminate le problematiche di tipo geotecnico legate all'esecuzione degli interventi di progetto, in particolare per ciò che riguarda la stabilità di versante, in ottemperanza al D.M. 17.01.2018 (Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni).

Infine, individuati gli elementi di pericolo legati alla realizzazione delle opere in progetto nell'area di studio, vengono fornite alcune prescrizioni tecniche al fine di ridurre i rischi di natura geologica e idrogeologica.

2.0 Normativa di riferimento

- **D.G.R. 30.11.2011 – n. IX/2616**

Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT.

- **D.M. 17.01.2018**

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.)

- **D.M. 14.01.2008**

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.)

- **D.M. 11.03.88**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- **Eurocodice 8 (1998)**

Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture.

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003) .

- **Eurocodice 7.1 (1997)**

Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali - UNI .

- **Eurocodice 7.2 (2002)**

Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002)-
UNI .

- **Eurocodice 7.3 (2002)**

Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) - UNI .

- **L.R. 12.10.2015 – n.33**

Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche.

- **D.G.R. 5001/2016**

Linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia
sismica, ai sensi degli artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della L.R. 33/2015.

3.0 Inquadramento geografico

La zona in esame è ubicata nella medio-bassa Valle Brembana, nel territorio comunale di Ubiale Clanezzo (Bg), in Loc. Grumello, in prossimità di via Cava, ad una quota di circa 425 m s.l.m. . I mappali interessati dall'intervento sono riportati nella relazione tecnica illustrativa del progetto, redatta dal geom. Avogadro Graziella.

La zona è rappresentata dalla seguente cartografia ufficiale:

- Carta I.G.M. in scala 1:100.000, Foglio 33 (Bergamo);
- Carta Tecnica Regionale in scala 1:50.000, Foglio C4;
- Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000, Foglio C4b5;
- Carta Aerofotogrammetrica del Comune di Ubiale Clanezzo in scala 1:2.000
- Rilievo topografico in scala 1:100.

In **Fig.1** è riportata una carta corografica con l'ubicazione dell'area di studio in cui si intende realizzare l'opera in progetto.

4.0 Studi bibliografici di riferimento

Per una più accurata conoscenza del territorio in esame, con particolare riferimento a fenomeni di dissesto, è stato consultato lo studio geologico di supporto al PGT comunale, aggiornato nel 2018 dal Dott. Geol. Augusto Azzoni, nel quale il settore di intervento risulta inserito in Classe di fattibilità geologica “3” ovvero in “Area con consistenti limitazioni” (vedi **Fig.2**) per la presenza di rischi di stabilità di versante. Secondo quanto prescritto dalle N.T.A. allegate al PGT, per le suddette aree gli interventi dovranno essere “(...) supportati da una documentazione geologico-tecnica svolta ove necessario con specifiche indagini in sito e in laboratorio e con apposite verifiche di tipo numerico, esaustive rispetto alle specifiche problematiche presenti nell’area”.

Sono stati consultati inoltre gli studi ufficiali, di rilevanza sovracomunale, relativi al dissesto idrogeologico, che sono considerati di riferimento dalla stessa normativa che regola gli studi geologici di supporto alla pianificazione territoriale (L.R. 11.03.2005 n. 12 e successivi criteri ed indirizzi applicativi). Questi studi sono:

- Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) - approvato con legge 18 maggio 1989 n. 183 e modificata recentemente nella “Carta del Dissesto con legenda uniformata P.A.I.” allegata al vigente PGT comunale, in cui l’area ricade in zone “Fs” ovvero in area di frana stabilizzata (vedi **Fig.3**);
- Inventario delle frane e dei dissesti idrogeologici della Regione Lombardia (anno 2002) e Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia) ISPRA - Dipartimento Difesa del Suolo-Servizio Geologico d'Italia-Regione Lombardia - Provincia di Bergamo (2006) www.sinanet.apat.it/progettoiffi; l’area non rientra in dissesti censiti attivi, quiescenti o relitti;
- Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP), approvato con DCP n. 40 del 22.04.2004, in cui la zona di interesse rientra in aree nelle quali gli interventi di trasformazione territoriale sono ammissibili previ approfondimenti finalizzati alla migliore definizione delle condizioni al contorno e delle caratteristiche geotecniche dei terreni .

Si sottolinea che l’area di intervento non si trova in zona di rispetto del reticolo idrico minore o reticolo idrico principale e neppure in zona di rispetto di pozzi e sorgenti di acqua per uso idropotabile (vedi **Fig.3**).

5.0 Caratteri geologici e geomorfologici

5.1 Caratteri generali

La strada carrale in progetto verrà realizzata in corrispondenza di un versante montuoso esposto a S/S-W, con pendenze molto variabili lungo il percorso (dai 10° fino ai 35°) e con diverse incisioni vallive poco profonde che attraversano in senso trasversale il tracciato in progetto. Dal punto di vista geologico, l'area di intervento è caratterizzata dalla presenza di un substrato roccioso, costituito da calcari e calcari marnosi grigio scuri con selce nera, appartenenti alla formazione del **Calcere di Moltrasio** (*Sinemuriano*). Nell'area in esame il substrato roccioso non risulta in affioramento in quanto è ricoperto da un deposito di versante, verosimilmente appartenente ad una paleofrana ormai inattiva (come indicato nella cartografia PAI), a sua volta ricoperto da una sottile coltre di terreno eluvio-colluviale. Attraverso scavi geognostici eseguiti in sito è stato possibile determinare la natura litologica dei **deposito di versante**: si tratta di un terreno formato da limo argilloso di colore bruno-rossastro con poca ghiaia. Lo spessore del deposito è di oltre 5 m (massima profondità investigata). All'interno del suddetto deposito occasionalmente è possibile osservare dei trovanti calcarei, anche di grosse dimensioni, che in alcuni punti risultano visibili in affioramento lungo il pendio.

Dal punto di vista geomorfologico, lungo il versante su cui si snoderà il tracciato non presenta evidenti fenomeni di dissesto in atto o quiescenti. Vista però la natura litologica dei terreni presenti in sito e l'acclività dei luoghi, non si esclude la possibilità che si verifichino alcuni fenomeni di instabilità superficiale (soliflusso). Si segnala inoltre la presenza di alcuni piccoli impluvi poco profondi lungo i quali è possibile che vi siano scorrimenti d'acqua durante forti piogge che potrebbero generare fenomeni erosivi superficiali.

Le peculiarità geologiche generali della zona sopra descritta vengono sintetizzate nella "carta geologica" in **Fig. 4**, mentre in **Fig. 5** viene riportata la "carta di sintesi" che evidenzia gli elementi di rischio riscontrati nell'area di studio.

5.2 Rilievo geologico di dettaglio

Attraverso un rilievo geologico di dettaglio e l'esecuzione di alcuni scavi geognostici in sito, è stato possibile distinguere nell'area di studio alcuni settori, caratterizzati da una certa uniformità litologica e geomorfologica, che vengono di seguito descritti:

a) Il **primo settore** è posto nel tratto iniziale del percorso (tra la sez.1 e la sez. 2 di progetto), dove il versante presenta una morfologia piuttosto dolce con pendenze basse tra 10° e 15° (vedi **Foto 1**). L'area è utilizzata a pascolo e non presenta fenomeni geomorfologici in

atto o quiescenti. Questa zona è caratterizzata dalla presenza di una coltre eluvio-colluviale di natura limoso sabbiosa (circa 0,30 m di spessore) che ricopre un deposito di versante limoso argilloso di colore bruno che si estende fino alla massima profondità esplorata (- 1,5 m), ma presumibilmente anche oltre (vedi **Foto 6**).

b) Continuando in direzione nord-est, il tracciato si porta su un tratto del pendio (tra sez. 3 e sez.5 di progetto) che presenta pendenze piuttosto elevate (circa 30° - 35°) e mostra fenomeni di soliflusso superficiale (vedi **Foto 2**). Anche in questo **secondo settore** il versante è adibito a pascolo e la stratigrafia del terreno è caratterizzata da una coltre eluvio-colluviale di natura limoso sabbiosa (spessore 0,40 m) che ricopre un deposito di versante limoso argilloso di colore bruno che estende fino alla massima profondità esplorata (- 1,5 m), ma presumibilmente anche oltre (vedi **Foto 7**). Nella parte terminale di questo settore è presente una sorta di avvallamento che non appartiene però al reticolo idrico minore.

c) In questo **terzo settore** (che va dalla sez.6 alla sez.7), il tracciato della strada in progetto va in direzione sud-est e attraversa un area caratterizzata da pendenze piuttosto elevate (circa 30°), con piante e arbusti, in cui risultano visibili in superficie alcuni grossi trovanti calcarei (massi ciclopici) immersi nel deposito di versante formato anche qui da limo argilloso con poca ghiaia (vedi **Foto 3**). In questo settore sono presenti anche diversi piccoli impluvi poco incisi che attraversano in senso trasversale il tracciato in progetto (vedi **Foto 5**).

d) Nel **quarto settore** dell'area di intervento, in prossimità dell'edificio esistente, il pendio presenta pendenze piuttosto elevate (30° - 35°), non si osservano grossi trovanti in affioramento e non sono visibili impluvi (vedi **Foto 4**). Attraverso un profondo scavo geognostico è stato possibile constatare la presenza di una sottile coltre eluvio-colluviale di natura limoso sabbiosa (circa 0,20 m di spessore) che ricopre un deposito di versante limoso argilloso con poca ghiaia di colore rossastro che estende fino alla massima profondità esplorata (- 4,5 m), ma presumibilmente anche oltre (vedi **Foto 8**).

6.0 Caratteri idrologici e idrogeologici

Nell'area di intervento non si trova in prossimità di corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrico principale (RIP) o al reticolo idrico minore (RIM). Si osservano però alcuni impluvi poco incisi che attraversano trasversalmente la strada in progetto. In particolare il più ampio è quello ubicato a cavallo tra il settore 2 e 3 dell'area di progetto, ossia tra il versante prativo e il pendio boscoso con massi ciclopici (vedi **Foto 2**). Altri piccoli impluvi poco incisi sono presenti all'interno del settore 3 (vedi **Foto 5**). Tali impluvi sono interessati dal deflusso di acque solo in occasione di intense precipitazioni meteoriche e, vista la scarsa estensione del bacino idrografico presente a monte, le portate saranno piuttosto limitate. Tuttavia il progetto dovrà prevedere un sistema di drenaggio del ruscellamento superficiale lungo tali avvallamenti attraverso la realizzazione di guadi a corda molle e/o la posa in opera di tubi di drenaggio sottostrada per garantire il deflusso delle acque.

Per quanto concerne la permeabilità dei terreni presenti, sulla base delle osservazioni effettuate in sito relative alla granulometria dei depositi affioranti, i terreni dell'area in esame, formati in prevalenza da limi argillosi, possono essere considerati appartenenti ad una classe di permeabilità "medio-bassa", quindi con valori di permeabilità di $10^{-5} \div 10^{-7}$ m/s, in funzione della percentuale di frazione fine che può variare localmente. Risultano infatti diffusi i fenomeni di ruscellamento delle acque superficiali lungo i pendii attraversati dal tracciato stradale in progetto. Non si escludono comunque possibili infiltrazioni delle acque nel terreno, che potrebbero aumentare le spinte attive a tergo delle opere di sostegno da realizzare.

Il substrato roccioso presente nell'area è costituito dai litotipi del *Calcere di Moltrasio* a permeabilità primaria media, stimata in $10^{-2} \div 10^{-4}$ m/s. Localmente la circolazione idrica sotterranea può però risultare significativa per una maggiore permeabilità della roccia, indotta dalla fratturazione (permeabilità secondaria) o legata alla presenza di elementi tettonici (faglie e sovrascorrimenti).

Si sottolinea che l'area di intervento non si trova in zona di rispetto di pozzi e sorgenti di acqua per uso idropotabile (vedi **Fig.3**).

7.0 Condizioni generali di stabilità esistenti

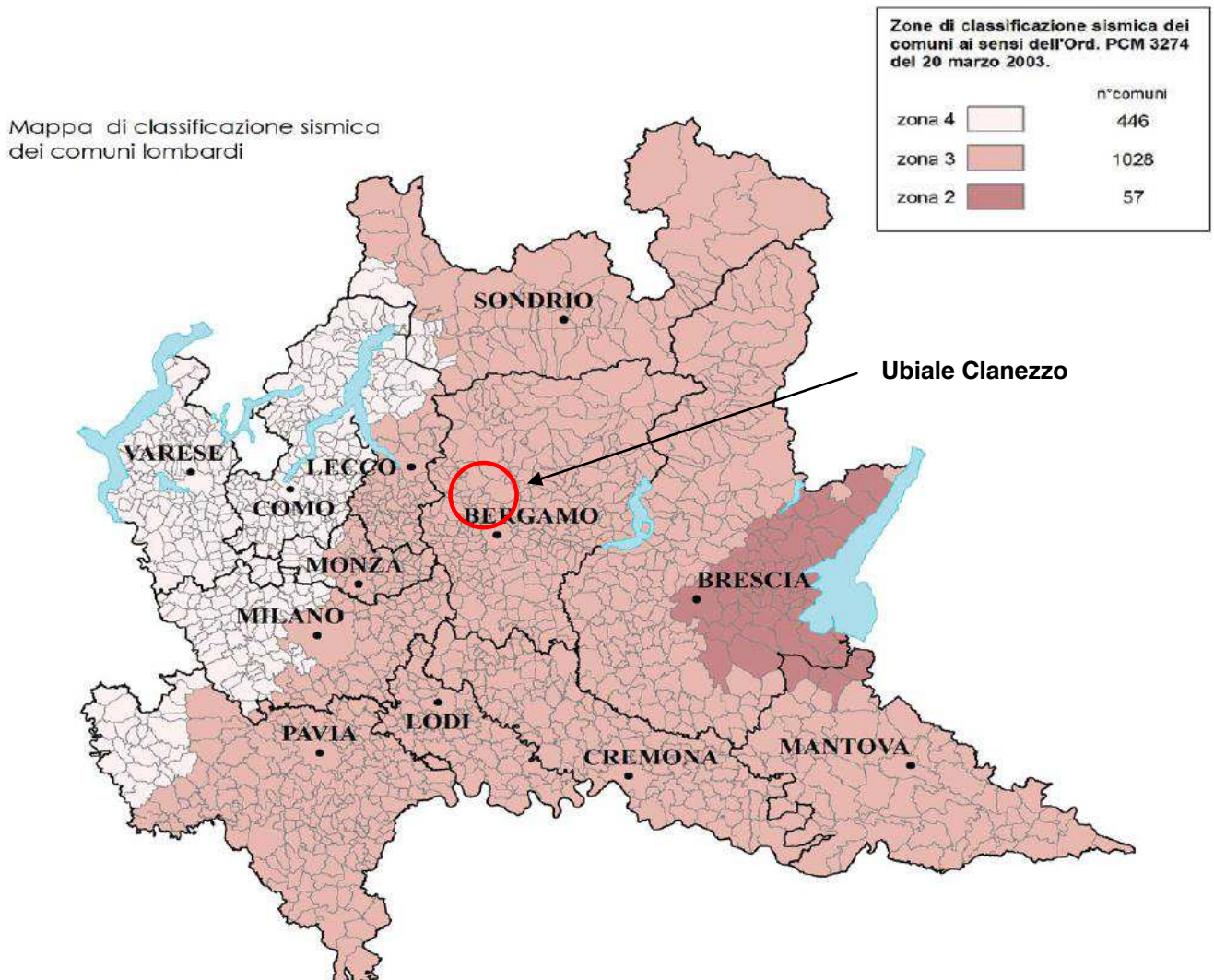
La valutazione delle condizioni di stabilità dell'area di progetto si basa sulle osservazioni relative alla litologia e alla morfologia, con particolare attenzione alle forme che presuppongono fenomeni di instabilità in atto.

I dati a disposizione permettono di evidenziare che:

- Nella documentazione ufficiale risulta che l'area di intervento si trova in corrispondenza di un'ampia paleofrana stabilizzata.
- Nella zona in esame non sono censiti dissesti attivi o quiescenti significativi che coinvolgano direttamente l'area di progetto; tuttavia si segnala la possibilità che si possano verificare fenomeni di soliflusso (instabilità della coltre di terreno superficiale).
- La situazione litostratigrafica, pressoché costante, è legata alla presenza di un substrato roccioso profondo, formato da calcari selciferi, ricoperto da un deposito di versante di notevole spessore costituito da limi argillosi con poca ghiaia e ciottoli in cui, occasionalmente, si possono osservare grossi trovanti calcarei (massi ciclopici) immersi nella matrice fine.
- Lungo il pendio, che presenta pendenze medio-alte fino a 35°- 40°, non si riscontrano significativi fenomeni di origine gravitativa in atto o quiescenti, se non alcuni piccoli fenomeni di soliflusso localizzati.
- Si segnalano alcuni fenomeni di erosione legati allo scorrimento delle acque superficiali che, lungo il pendio, creano piccoli impluvi, i quali attraversano trasversalmente il tracciato in progetto.

8.0 Classificazione sismica dei terreni

In base al **D.G.R. 11 luglio 2014 - n. X/2129**, con cui è stato eseguito un aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia, il territorio comunale di Ubiale Clanezzo rientra nella **“zona 3”**, ovvero zona sismica con rischio medio-basso.



L'area di intervento in particolare rientra in **zona Z1c** (vedi carta in **Fig. 6**), cioè in zona con scenario di amplificazione sismica locale legato alla presenza di potenziali fenomeni di instabilità di versante. Le NTC presenti nello studio geologico allegato al PGT comunale prevedono che in zone PSL Z1c venga eseguito un approfondimento di 3° livello in fase di progettazione. La normativa (DGR 2616/2011) in realtà prevede che vengano eseguiti in successione tutti e 3 i gradi di approfondimento, valutando man mano i risultati ottenuti prima di passare al grado di approfondimento successivo, in particolare se l'inserimento dell'area in zona Z1c è stato effettuato solo attraverso una stima del modello geologico e geotecnico del

sito e non attraverso verifiche e modellazione reali. Pertanto va prima eseguito un approfondimento di 1° livello, che prevede l'analisi all'equilibrio limite delle sezioni di progetto sia in condizioni statiche (valutando il F_s) sia in condizione pseudo-statiche o dinamiche (valutando il FS_{PS}). Se il fattore di sicurezza in condizioni pseudo-statiche risulta maggiore o uguale a 1,3 ($FS_{PS} \geq 1,3$) allora l'approfondimento può essere considerato finito ed il sito stabile. In caso contrario ($1,1 \leq FS_{PS} < 1,3$) va eseguito l'approfondimento di 2° livello che prevede la stima dello spostamento atteso (D) mediante indagini geognostiche in sito e relazioni empiriche disponibili in letteratura opportunamente scelte e motivate. Se $D \leq 2$ cm allora l'approfondimento può essere considerato finito ed il sito stabile, se invece $D > 2$ cm allora va eseguito un approfondimento di 3° livello con indagine sismica a rifrazione in sito e analisi dinamiche semplificate (metodo degli spostamenti).

Nel caso specifico, nelle analisi all'equilibrio limite delle sezioni di progetto (vedi cap. 13) è risultato un valore di $FS_{PS} \geq 1,3$, pertanto non sono stati eseguiti ulteriori gradi di approfondimento sismico.

Per la verifica degli stati limite ultimi (SLU) e degli stati limite di esercizio (SLE) in condizioni pseudo-statiche delle sezioni di progetto si è tenuto conto delle **azioni sismiche di progetto** che si definiscono a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione e dai “*fenomeni di amplificazione sismica locale*” legati alle categorie di sottosuolo e alle condizioni topografiche presenti.

8.1 Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base del sito di progetto è definita in funzione di tre parametri:

a_g = accelerazione orizzontale massima del sito;

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri a_g , F_o e T^*_c sono stati ricavati attraverso il software “*geostru*” in funzione dell'ubicazione del sito (longitudine e latitudine) e del tempo di ritorno (T_r) preso in considerazione. Il parametro T_r viene ricavato dalla seguente relazione:

$$Tr(anni) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

in cui V_r è la *vita di riferimento dell'opera* e P_{vr} la *probabilità di superamento del periodo di riferimento* legata allo stato limite di calcolo.

La vita di riferimento (V_r) dell'opera si ottiene con la formula:

$$V_r(\text{anni}) = C_u V_n$$

dove V_n è la *vita nominale dell'opera* e C_u un *fattore moltiplicativo funzione della classe d'uso della struttura in progetto*.

Il parametro P_{vr} è invece funzione dello stato limite considerato; in particolare per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), che rappresenta lo stato limite ultimo preso in considerazione in zone a rischio sismico, è prevista una probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r pari al 10%.

Considerando le coordinate geografiche del sito di progetto (*Lat.* 45.785189, *Lon.* 9.620444 espresse in WGS84) ed un periodo di ritorno dell'azione sismica (T_r) pari a 475 anni, risulta che i parametri di pericolosità sismica di base dell'area in esame sono i seguenti:

$$a_g = 0,085 \text{ g}$$

$$F_o = 2,493$$

$$T^*_c = 0,277 \text{ s}$$

8.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Per quanto riguarda la classificazione del terreno secondo le categorie di suolo di fondazione, riportate nel *DM 17.01.2018*, necessaria ai fini della definizione della azione sismica di progetto, è possibile considerare il terreno di fondazione appartenente alla **categoria di sottosuolo corrispondente al profilo E**: *“Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30 m”*.

Per ciò che concerne le condizioni topografiche, se si tratta di morfologie complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Sulla base dei rilievi eseguiti e dei dati di bibliografia, risulta che l'ambito di progetto non rientra in nessuno degli scenari morfologici di possibile pericolosità sismica locale. Pertanto per configurazioni superficiali semplici, come nel caso in esame, è possibile definire la categoria topografica del sito utilizzando la tabella 3.2.III del suddetto *D.M.* . In particolare l'area di progetto rientra nella **categoria topografica T2**: *“pendii e rilievi isolati con inclinazione media > 15°”*.

8.3 Stima dell'azione sismica di progetto

Determinare l'azione sismica di progetto significa calcolare il valore di a_{max} ossia l'*accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni*, che si definisce a partire dalla *“pericolosità sismica di base”* del sito di costruzione e dai *“fenomeni di amplificazione sismica locale”* legati alle categorie di sottosuolo e alle condizioni topografiche presenti.

Secondo il *D.M. 17 gennaio 2018*, in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa dal sito può essere valutata con la relazione:

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

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

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

Applicando la suddetta formula, per un tempo di ritorno dell'azione sismica pari a 332 anni, si ottiene **$a_{g\max} = 0,162g$ ($1,591 \text{ m/s}^2$)**

Nelle verifiche dello stato limite ultimo, effettuate con analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. In particolare i coefficienti sismici da considerare sono quello orizzontale **k_h** e quello verticale **k_v** , i cui valori possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
(nel caso specifico pari a 0,20);

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità ($9,8 \text{ m/s}^2$).

Applicando le suddette formule, per un periodo di ritorno dell'azione sismica (**T_r**) pari a 475 anni (previsto per lo Stato Limite di salvaguardia della vita) si ottengono i seguenti valori:

$$K_h = 0,032$$

$$K_v = 0,016$$

N.B. Viene allegata alla presente relazione una tabella con i dati riassuntivi relativi ai parametri sismici dell'area in esame in funzione dello Stato Limite considerato e della tipologia di verifica geotecnica da effettuare (in questo caso "stabilità di pendii e fondazioni").

9.0 Interventi previsti

L'intervento consiste nella realizzazione di una strada carrale lungo un pendio con acclività medio-alta. La lunghezza totale del tracciato sarà di circa 78 m per una larghezza complessiva di 3,0 m, corrispondenti al sedime stradale carreggiabile. Esso verrà realizzato attraverso prevalenti sbancamenti verso monte e limitati riporti a valle. Gli scavi porteranno alla formazione di scarpate con altezza variabile, fino ad un massimo di 2-3 metri. I riporti a valle, la dove necessario, verranno sostenuti attraverso la realizzazione di terre armate.

Il progetto prevede anche la realizzazione di un piazzale di manovra al termine del tracciato avente lunghezza di circa 11 m e larghezza di 6,5 m. I lavori per la creazione del piazzale porteranno all'esecuzione di sbancamenti verso monte con fronti di scavo fino a 4,8 m, da sostenere in via definitiva attraverso una scogliera in massi con intasamento in cls, oltre che consistenti riporti a valle da sostenere con terre armate aventi altezza fino a 2,5 m.

Il progetto delle opere è a firma del Geom. Graziella Avogadro e a tale documento si rimanda per i dati planoaltimetrici dell'intervento.

10.0 Parametri geotecnici

Per valutare la capacità portante (o *resistenza di progetto*) dei terreni di fondazione e per eseguire le verifiche di stabilità delle sezioni finali di progetto, risulta necessario conoscere alcuni parametri geotecnici relativi ai litotipi presenti nell'area di studio.

Tali parametri sono stati stimati mediante l'osservazione diretta dei terreni presenti in profondità attraverso scavi geognostici in sito. Alcuni dati invece sono stati scelti fra quelli presenti nella letteratura specifica, adottando in particolare criteri di scelta cautelativi, al fine di ottenere nei calcoli dei risultati attendibili o al più a favore della sicurezza. Qui di seguito si elencano i parametri geotecnici nominali relativi ai litotipi presenti in sito:

Terreno superficiale eluvio colluviale: limo sabbioso.

- angolo di resistenza al taglio, $\varphi = 28^\circ$
- peso di volume allo stato naturale, $\gamma = 17 \text{ Kg/m}^3$
- coesione, $C = 0 \text{ Kg/cm}^2$
- densità relativa, $D_r = 70\%$;

Deposito di versante: terreno formato da limo argilloso bruno rossastro con poca ghiaia.

- angolo di resistenza al taglio, $\varphi = 24^\circ$
- peso di volume allo stato naturale, $\gamma = 17 \text{ Kg/m}^3$
- coesione, $C_u = 0,3 - 1,0 \text{ Kg/cm}^2$
- densità relativa, $D_r = 80\%$;

N.B. La variabilità di alcuni parametri è legata alla variabilità dei materiali che compongono i terreni e le rocce. A favore della sicurezza per i parametri che presentano un certo range di valori si è scelto di utilizzare i valori più bassi.

10.2 Parametri geotecnici caratteristici e di progetto

Il *D.M. 17 gennaio 2018* prevede che nei calcoli geotecnici con il criterio dello stato limite, i parametri del terreno da introdurre nelle relazioni non devono essere quelli nominali bensì quelli *caratteristici* (φ_k , γ_k , c_k ecc.). Per valore caratteristico di un parametro geotecnico s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici possono essere stimati attraverso un approccio di tipo probabilistico. Prendendo in considerazione, per esempio, l'angolo di resistenza al taglio φ , il valore caratteristico è determinabile con la seguente relazione:

$$(1) \varphi_k = \varphi_m (1 + \chi V_\varphi)$$

dove:

φ_k = valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio;

φ_m = valore medio dell'angolo di resistenza al taglio;

V_φ = coefficiente di variazione di φ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di φ ;

χ = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L' *Eurocodice 7* fissa una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiana, un valore di χ uguale a -1.645 . Di conseguenza la relazione (1) diventa:

$$(2) \varphi_k = \varphi_m (1 - 1.645 V_\varphi)$$

In pratica quindi, partendo da un campione di valori di φ relativi ad un particolare strato di terreno, determinati, per esempio, con una prova penetrometrica, si calcolano in sequenza:

- 1) il valore medio del campione (φ_m);
- 2) lo scarto quadratico medio (σ_φ);
- 3) il coefficiente di variazione ($V_\varphi = \sigma_\varphi / \varphi_m$);
- 4) il valore caratteristico di φ (φ_k).

Il procedimento è ovviamente estendibile a qualunque altro parametro geotecnico.

Non sempre è possibile collezionare un numero di misure sufficiente per applicare in maniera rigorosa la procedura descritta. In questi casi è possibile adottare valori dei coefficienti di variazione V ricavati dalla letteratura scientifica. Cherubini, Giasi e Rethati (1993) suggeriscono i seguenti valori di V per alcuni parametri geotecnici:

Parametro	V medio	Deviazione standard di V
φ	0.1219	0.0615
c_u	0.4324	0.2328
γ	0.0685	0.0359
C_c	0.3551	0.1269

zare

nelle verifiche dello Stato Limite Ultimo, vengano ulteriormente modificati a seconda del tipo di approccio utilizzato per tali verifiche. In particolare i parametri geotecnici caratteristici andranno divisi per un coefficiente parziale γ_M in modo da ottenere i *parametri geotecnici di progetto* (φ_d , γ_d , c_d ecc.). I valori di progetto sono forniti quindi dalle relazioni:

$$tg\varphi_d = tg\varphi_K / \gamma_M \quad \gamma_d = \gamma_K / \gamma_M \quad C_d = C_K / \gamma_M$$

in cui:

Parametro	Coefficiente parziale γ_M (con approccio M1)	Coefficiente parziale γ_M (con approccio M2)
φ	1,0	1,25
c	1,0	1,25
c_u	1,0	1,4
γ	1,0	1,0

I parametri geotecnici caratteristici e di progetto del **terreno superficiale eluvio-colluviale** formato da limo sabbioso sono i seguenti:

Parametri geotecnici nominali medi	Parametri geotecnici caratteristici	Parametri geotecnici di progetto (con approccio M1)	Parametri geotecnici di progetto (con approccio M2)
$\varphi = 28^\circ$	$\varphi_K = 25^\circ$	$\varphi_d = 25^\circ$	$\varphi_d = 20^\circ$
$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_K = 16 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$
$C = 0 \text{ Kg/cm}^2$	$C = 0 \text{ Kg/cm}^2$	$C = 0 \text{ Kg/cm}^2$	$C = 0 \text{ Kg/cm}^2$

I parametri geotecnici caratteristici e di progetto del **deposito di versante**, formato da limo argilloso con poca ghiaia, sono i seguenti:

Parametri geotecnici nominali medi	Parametri geotecnici caratteristici	Parametri geotecnici di progetto (con approccio M1)	Parametri geotecnici di progetto (con approccio M2)
$\varphi = 25^\circ$	$\varphi_K = 22^\circ$	$\varphi_d = 22^\circ$	$\varphi_d = 18^\circ$
$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_K = 16 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$
$Cu = 0,3 \text{ Kg/cm}^2$	$Cu_K = 0,18 \text{ Kg/cm}^2$	$Cu_d = 0,18 \text{ Kg/cm}^2$	$Cu_d = 0,13 \text{ Kg/cm}^2$

N.B. Vista la natura dei terreni e l'assenza di una falda acquifera, non risultano necessarie verifiche relative alla liquefazione dei terreni.

11.0 Resistenza di progetto dei terreni di fondazione

Al fine di consentire al progettista l'esecuzione delle verifiche dello Stato Limite Ultimo (in zona sismica coincidente con lo Stato Limite di Salvaguardia della vita SLV) delle opere di sostegno in progetto, viene di seguito determinata la *resistenza di progetto* dei terreni di fondazione al collasso per carico limite (R_d), che si ottiene dividendo la *resistenza caratteristica* del terreno R_k (coincidente con la capacità portante limite) per un fattore di sicurezza F_{sR} variabile a seconda dell'approccio scelto per le suddette verifiche.

Dall'analisi delle tavole di progetto e dalle osservazioni geologiche e geomorfologiche eseguite in sito, risulta che le fondazioni della scogliera che si intende realizzare poggeranno sul terreno coesivo limoso argilloso con poca ghiaia presente in profondità. Pertanto si è deciso di valutare la resistenza al collasso per carico limite per il deposito coesivo.

11.1 Resistenza al collasso per carico limite

Le condizioni critiche per la stabilità di una fondazione su un terreno coesivo si hanno immediatamente dopo l'applicazione dei carichi, ossi a breve scadenza. L'analisi di portanza pertanto va effettuata in condizioni non drenate. Ricorrendo a tale tipo di approccio, l'involuppo di rottura risulta individuato nel caso di terreni saturi dai seguenti parametri:

$$\phi = 0 \quad \text{e} \quad T_f = C_u$$

dove:

- ϕ = angolo d'attrito interno;
- T_f = resistenza al taglio;
- C_u = coesione non drenata del terreno;

Allo scopo di offrire un'indicazione sulla capacità portante dei terreni su cui poggerà il fabbricato, si è proceduto all'effettuazione di calcoli di massima sulla base della formula completa di *Brinch-Hansen (1970)*, che costituisce un'estensione dell'equazione di *Prandtl (1921)* e di *Buisman (1935)*, ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari. Tale soluzione tiene conto dei contributi dovuti alla coesione non drenata del terreno e del sovraccarico del terreno agente ai bordi della fondazione, oltre che dei vari fattori correttivi legati alla forma della fondazione e alla morfologia del terreno:

$$q_{lim} = C_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q$$

dove:

- q_{lim} = capacità portante limite;
- C_u = coesione non drenata del terreno;
- q = sovraccarico totale agente ai bordi della fondazione = γz ;
- N_c = fattore di capacità portante = $2 + \pi$
- s_c = fattore di forma, calcolato come proposto da De Beer (1967) e da Vesic (1970), sulla base delle dimensioni della fondazione;

- d_c = fattore di profondità, calcolato come proposto sia da Meyerhof (1951) che da Brinch-Hansen (1961), sulla base della profondità del piano di posa, della larghezza della fondazione;
- i_c = fattore di inclinazione del carico;
- g_c = fattore di inclinazione della superficie topografica;
- b_c = fattore di inclinazione del piano di fondazione.

Visto quanto indicato nelle tavole di progetto, la capacità portante dei terreni di fondazione è stata verificata indicativamente per una fondazione a trave rovescia con larghezza (B) pari a 1,50 m e lunghezza (L) pari 11,40 m, mentre lo spessore della fondazione è stata assunta pari a 0,50 m. Nel fare i calcoli sono stati utilizzati i parametri geotecnici stimati per il terreno coesivo presente in sito.

Essendo la zona di progetto ubicata in **zona sismica 3** (vedi cap.8), il calcolo della resistenza del substrato di fondazione è stata effettuata in condizioni dinamiche (presenza di sisma). Pertanto si è tenuto conto nel calcolo della resistenza del terreno dei coefficienti riduttivi dei fattori di portanza N_q , N_c e N_γ legati all'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle fondazioni, secondo quanto prescritto da Paolucci & Pecker (1997). In particolare vengono introdotti i seguenti fattori:

$$z_{q,\gamma} = z_\gamma = \left(1 - \frac{Kh}{tg \varphi}\right)^{0,35}$$
$$z_q = 1 - 0,32 \cdot Kh$$

dove Kh è il coefficiente sismico orizzontale al piano di posa delle fondazioni (vedi cap.8). I nuovi fattori di portanza saranno quindi dati dalle seguenti espressioni:

$$N'_q = z_q N_q$$
$$N'_\gamma = z_\gamma N_\gamma$$
$$N'_c = z_c N_c.$$

Per quanto riguarda la *coesione* (drenata e non), le osservazioni confermano che le sollecitazioni sismiche vi inducono effetti del tutto trascurabili.

Inoltre va inserita nel calcolo anche l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione. L'eccentricità si calcola con la relazione:

$$e = \frac{M}{Q_v}$$

dove **M** è il momento e **Q_v** la componente verticale del carico applicato sulla fondazione.

La componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della

portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata con la relazione:

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale, dato da $\beta_s \cdot a_g$;

k_v = coefficiente sismico verticale, da porre uguale alla metà di quello orizzontale.

Applicando tale metodo e considerando delle fondazioni nastriformi con le dimensioni sopra descritte, il terreno di fondazione presenta la seguente **resistenza caratteristica**:

- Con approccio **M1**, utilizzando quindi i parametri geotecnici caratteristici:

$$Rk_1 = \underline{147,1 \text{ kPa}} \quad (1,50 \text{ kg/cm}^2)$$

- Con approccio **M2**, utilizzando quindi gli opportuni parametri geotecnici di progetto:

$$Rk_2 = \underline{103,4 \text{ kPa}} \quad (1,05 \text{ kg/cm}^2)$$

Per quanto riguarda il fattore di sicurezza globale (F_{sR}) da applicare alla resistenza caratteristica del terreno (Rk) per ottenere la resistenza di progetto del terreno (Rd), il *D.M. 2018* riporta la seguente tabella di riferimento a seconda del tipo di approccio con cui si eseguono le verifiche:

Verifica alla capacità portante	Approccio R1	Approccio R2	Approccio R3
F_{sR} da applicare	1,0	1,8	2,3

Il *D.M. 17 gennaio 2018* per le fondazioni superficiali propone che si esegua un'unica verifica con la combinazione M1+R3. Questo valore andrà confrontato, dal progettista, con i carichi di progetto calcolati, applicando i coefficienti A1 proposti dal *D.M. 2018*.

Utilizzando l'approccio prescritto si ottengono i seguenti valori di **resistenza di progetto (Rd)** del terreno di fondazione al collasso per carico limite:

Approccio 2 – combinazione M1+R3 :	$Rd = Rk_1 / F_{sR3} = \underline{63,95 \text{ kPa}} \quad (0,65 \text{ kg/cm}^2)$
------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------

11.2 Resistenza al collasso per scorrimento sul piano di posa

Nelle situazioni in cui la fondazione superficiale si trova a essere sollecitata da forze orizzontali, per esempio per l'azione di un sisma, deve essere eseguita la verifica allo slittamento. In generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$Ed < Rd_{(scorr)} + Pd$$

dove Ed è la forza orizzontale esterna applicata, $Rd_{(scorr)}$ è la resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed Pd è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di Ed , della fondazione stessa. Normalmente Pd viene trascurata perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità dell'opera.

Per la determinazione di $Rd_{(scorr)}$, in condizioni drenate, si utilizza la seguente relazione:

$$Rd_{(scorr)} = N_d \cdot \tan \delta$$

in cui N_d è la *risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione* (forniti dal progettista) e δ è l'*angolo d'attrito terreno-fondazione*; il valore di δ può essere ricavato sulla base del seguente schema:

Tipologia	Valore di δ
Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera	$\delta = \varphi$
Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo	$\delta = 2/3 \varphi$

Il parametro φ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione (si sceglierà il valore caratteristico φ_k o quello di progetto φ_d a seconda dell'approccio nella verifica. La coesione drenata, anche se presente, deve essere trascurata.

Per quanto riguarda il fattore di sicurezza globale (F_{sR}) da applicare alla resistenza allo scorrimento caratteristica del terreno (Rk_{scorr}) per ottenere la resistenza allo scorrimento di progetto del terreno (Rd_{scorr}), il *D.M. 2018* riporta la seguente tabella di riferimento a seconda del tipo di approccio con cui si eseguono le verifiche:

Verifica allo scorrimento	Approccio R1	Approccio R2	Approccio R3
F_{sR} da applicare	1,0	1,1	1,1

Non avendo a disposizione il valore della risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione (N_d), si rimanda al progettista la stima della resistenza allo scorrimento di progetto del terreno utilizzando i parametri geotecnici forniti nella presente relazione.

12.0 Stabilità dei fronti di scavo

La realizzazione della strada carrale, come già indicato, comporterà l'esecuzione di una serie di sbancamenti a monte del sentiero. Data la morfologia dell'area di intervento e la natura geologica dei terreni presenti, l'esecuzione degli scavi, che prevedono fronti con altezze fino a 2-3 m lungo il tracciato e fino a quasi 5 m nell'area di manovra, potrebbe influire in maniera negativa sulla stabilità del versante durante l'esecuzione dell'opera, generando rischi per le maestranze.

In particolare sarà necessario evitare un fronte unico di scavo in corrispondenza dell'area di manovra, dove sono previsti fronti di scavo subverticali con altezza fino a quasi 5 m. Andrà eseguito invece uno scavo a settori di 2 m di lunghezza al massimo, realizzando un tratto della scogliera in progetto prima di passare allo scavo del settore successivo. Sarà necessario inoltre effettuare continui controlli durante le fasi esecutive, valutando di volta in volta la stabilità del pendio, avendo l'accortezza di ricoprire il fronte con teli impermeabili in caso di pioggia.

Per quanto riguarda gli sbancamenti lungo il tracciato stradale, per fronti superiori a 1,5 m di altezza si suggerisce una pendenza provvisoria non superiore a 50°, mentre la pendenza definitiva dovrà essere al massimo di 35°, oppure, in alternativa andranno realizzate delle viminate con legname e talee (vedi prescrizioni tecniche al cap.14).

Se durante gli scavi si dovessero intercettare dei grossi trovanti in roccia, lo sbancamento andrà eseguito tramite demolizione progressiva del masso, con controllo finale del fronte roccioso al fine di individuare eventuali blocchi in equilibrio limite ed effettuando se necessario operazioni di disaggio.

13.0 Analisi di stabilità del pendio

Considerando la morfologia dell'area di intervento ed i caratteri geotecnici dei depositi naturali presenti e del materiale di riporto per la realizzazione delle terre armate, risulta necessario verificare la stabilità globale del pendio, tenendo conto della morfologia finale delle sezioni di progetto.

I calcoli di stabilità sono stati effettuati utilizzando una sezione di progetto (sez. 3) rappresentativa delle condizioni più sfavorevoli in relazione all'altezza del fronte di scavo, alle pendenze finali del versante e alla morfologia del terreno naturale già presente in sito.

Per verificare la stabilità globale dell'area di intervento si è utilizzato il metodo che consente di determinare la stabilità di un pendio in terra attraverso la valutazione dell'equilibrio limite. In particolare è stato utilizzato il metodo di calcolo di **Bishop** (semplificato) che pone la condizione semplificativa che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili

I calcoli sono stati effettuati con l'ausilio del software SOILSWIN (versione 2.0) per il calcolo della stabilità dei pendii in terra messo a punto dalla Program Geo di Brescia, utilizzando come approccio per le verifiche, come prescritto i DM 2008/2018, solo l'approccio 1 - combinazione 2: A2+M2+R2 sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche (sismiche).

L'analisi dell'influenza delle sollecitazioni sismiche sulla stabilità globale di un versante è stata condotta attraverso il metodo pseudostatico in cui si può introdurre la semplificazione che il sisma agisca come un sistema di forze sul pendio di intensità e verso costante per tutta la durata dell'evento sismico. Il metodo pseudostatico presenta il vantaggio di essere di facile applicazione. Gli unici dati richiesti sono l'accelerazione sismica massima orizzontale e quella verticale (vedi cap. 8.3).

Per il parametro a_{gv} (accelerazione massima verticale) una stima può essere fatta applicando la relazione proposta da Tezcan et alii (1971):

$$a_{gv} = f \cdot a_{go}$$

con f fattore di trasformazione variabile da 0.5 a 0.67 ($f=0.5$ secondo i DM 2008/2018) e a_{go} l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Una valutazione dell'effetto di un sisma sulla stabilità di un versante può essere fatta, supponendo che, durante l'intervallo di tempo in cui si ha la manifestazione dell'evento sismico, su ogni singolo concio venga applicata una forza orizzontale, applicata al baricentro del concio e diretta verso l'esterno, di modulo uguale a:

$$F_{v_{sisma}} = K_h \cdot W_i$$

Con: K_h = coefficiente sismico orizzontale (vedi cap. 8.3) ;

W_i = peso del concio i-esimo.

Nella verifica occorre tener conto anche dell'azione sismica verticale che va ad incrementare il peso dei singoli conci secondo l'espressione:

$$W_{is} = W_i \cdot (1 + K_v)$$

in cui K_v è il coefficiente sismico verticale, da porre uguale alla metà di K_h .

Nella stima del coefficiente di sicurezza la forza sismica calcolata va aggiunta alle forze instabilizzanti.

Dal punto di vista strettamente operativo si è proceduto all'esame di più superfici di scivolamento circolari e non circolari facendo variare il centro della superficie e/o il punto di intersezione fra la superficie topografica e quella di scivolamento, tenendo conto della presenza di terre armate al piede del rilevato. Per ognuna di queste prove si è ottenuto un valore del fattore di sicurezza. Si sottolinea che fra i dati di input forniti al programma per la verifica di stabilità, vi è anche il sovraccarico sul tracciato stradale dato dai mezzi meccanici che lo percorreranno. Tale sovraccarico è stato stimato in 20 q.

Per quanto riguarda il fattore di sicurezza globale (FsR), il D.M. 2018 indica un valore di 1,1 per i fronti di scavo, mentre per i versanti naturali viene lasciato al giudizio del progettista. In letteratura (Eurocodice 7 ed Eurocodice 8) normalmente viene suggerito un valore di $FsR=1,1$ in condizioni statiche e un valore di $FsR=1,0$ in condizioni dinamiche.

Nei **Tabulati delle verifiche di stabilità** allegati si riportano, relativamente al gruppo di prove che ha fornito il fattore di sicurezza minimo, le tracce delle superfici di scivolamento. Dall'analisi dei dati ottenuti si desume che il fattore di sicurezza minimo è sempre superiore a 1,1 in condizioni statiche e ad 1,0 in condizioni dinamiche, pertanto la stabilità d'assieme è garantita. Inoltre si conferma che nelle analisi all'equilibrio limite delle sezioni di progetto è risultato un valore di $FS_{PS} \geq 1,3$, pertanto non sono stati eseguiti ulteriori gradi di approfondimento sismico (vedi cap.8).

14.0 Elementi di rischio e prescrizioni tecniche

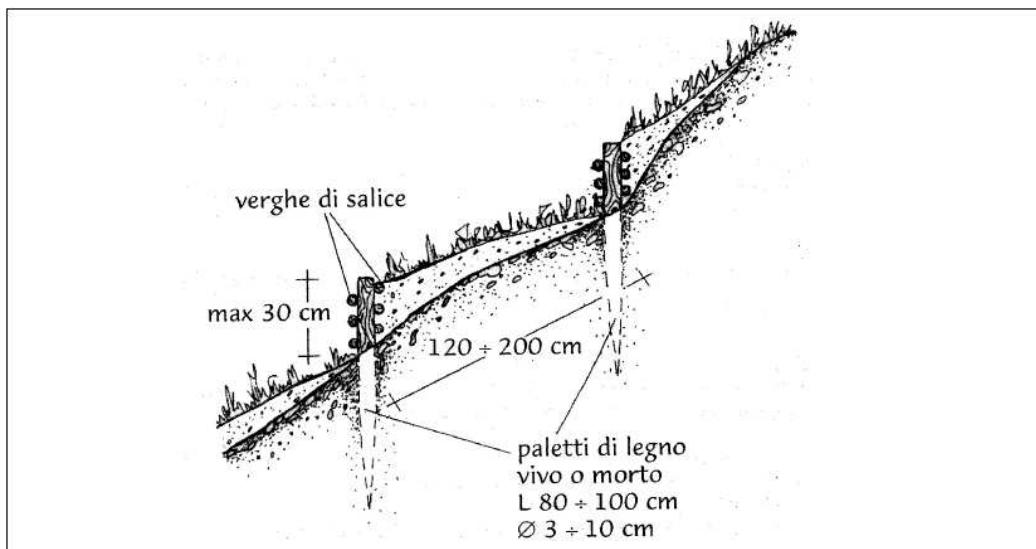
Sulla base del rilievo geologico-geomorfologico di dettaglio e dei calcoli di stabilità effettuati sulle sezioni di progetto tracciate lungo il versante, sono stati individuati una serie di elementi di rischio di natura geologico-tecnica in relazione alla realizzazione dell'opera. Tali elementi di rischio vengono di seguito elencati, fornendo nel contempo alcune prescrizioni:

Primo settore (dalla sezione 1 alla sezione 2):

- In questo settore, in cui il versante presenta una morfologia piuttosto dolce con pendenze basse tra 10° e 15° , sono previsti soltanto scavi a monte di piccola entità senza riporti a valle. Il fronte di scavo avrà un'altezza massima 1,5 m ed il pendio finale avrà una inclinazione $<35^\circ$. Non si riscontrano per tale settore particolari rischi.

Secondo settore (dalla sezione 3 alla sezione 5):

- In questo settore, in cui il versante presenta pendenze piuttosto accentuate (30° - 35°), la realizzazione della strada prevede scavi a monte e riporti a valle. Gli scavi a monte porteranno alla formazione di scarpate con altezza variabile tra 1,2 m e 2,8 m, con inclinazione fino a 50° . Vista la natura dei terreni e la pendenza delle scarpate, per fronti con altezza superiore a 1,5 m e con pendenze $> 35^\circ$, si prescrive la realizzazione di **viminate** (con paletti in legno di larice o castagno e talee o verghe di salice) lungo il pendio (vedi schema 1).



Schema 1: indicazioni progettuali per realizzazione delle viminate.

- I riporti a valle verranno sostenuti con **terre armate** che avranno un'altezza variabile fino ad un massimo di 1,5 m. Tali strutture andranno opportunamente dimensionate.
- Nella parte terminale di questo settore è presente un ampio avvallamento che non appartiene però al reticolo idrico minore. L'impluvio risulta interessato dal deflusso di acque solo in occasione di intense precipitazioni meteoriche e, vista la scarsa estensione del bacino idrografico presente a monte, le portate saranno piuttosto limitate. Tuttavia il progetto dovrà prevedere un sistema di drenaggio del ruscellamento superficiale lungo tale avvallamento attraverso la realizzazione di un **guado a "corda molle"**, ovvero con un raccordo verticale concavo, tale da consentire il deflusso delle acque superficiali. Il dimensionamento del raccordo verticale dovrà considerare le caratteristiche dei veicoli previsti in transito, evitando ogni contatto del telaio dei veicoli con la piattaforma.

Terzo settore (dalla sezione 6 alla sezione 7):

- In questo settore, in cui il versante presenta pendenze piuttosto accentuate (30°-35°), la realizzazione della strada prevede scavi a monte e riporti a valle. Gli scavi a monte porteranno alla formazione di scarpate con altezza fino a 2,8 m, con inclinazione di oltre 50°. Vista la natura dei terreni e la pendenza della scarpata, per fronti con altezza superiore a 1,5 m e con pendenze > 35°, si prescrive la realizzazione di **vimate** (con paletti in legno di larice o castagno e talee o verghe di salice) lungo il pendio (vedi schema 1).
- Durante gli scavi in questo settore si potrebbero intercettare dei grossi trovanti in roccia all'interno del deposito di versante limoso argilloso; in tal caso lo sbancamento andrà eseguito tramite demolizione progressiva del masso, con controllo finale del fronte roccioso al fine di individuare eventuali blocchi in equilibrio limite ed effettuando se necessario operazioni di disaggio.
- Questo settore è caratterizzato dalla presenza di diversi piccoli impluvi che attraversano trasversalmente il tracciato in progetto. Tali impluvi risultano interessati dal deflusso di acque solo in occasione di intense precipitazioni meteoriche e, vista la scarsa estensione del bacino idrografico presente a monte, le portate saranno piuttosto limitate. Tuttavia il progetto dovrà prevedere un sistema di drenaggio del ruscellamento superficiale attraverso la realizzazione di tubazioni in pvc o cls sottostrada (tombinature) in corrispondenza di tali impluvi.

Quarto settore (dalla sezione 8 alla sezione 9):

- In questo settore, il progetto prevede la realizzazione di un piazzale di manovra al termine del tracciato avente lunghezza di circa 11 m e larghezza di 6,5 m. I lavori per la creazione del piazzale porteranno all'esecuzione di sbancamenti verso monte con fronti di scavo fino a circa 5

m di altezza, da sostenere in via definitiva attraverso una scogliera in massi con intasamento in cls. Durante gli scavi sarà necessario evitare un fronte unico di scavo in corrispondenza di tale settore. Andrà eseguito invece uno **scavo a settori** di 2 m di lunghezza al massimo, realizzando un tratto dell'opera di sostegno in progetto prima di passare allo scavo del settore successivo. Sarà necessario inoltre effettuare continui controlli durante le fasi esecutive, valutando di volta in volta la stabilità del pendio, avendo l'accortezza di ricoprire il fronte con teli impermeabili in caso di pioggia.

- In questo settore, l'intervento prevede anche consistenti riporti a valle da sostenere con **terre armate** aventi altezza fino a 2,5 m. Tali strutture andranno opportunamente dimensionate.

N.B. Per limitare la formazione dei solchi lungo il piano stradale, indotti dall'erosione operata dalle acque di scorrimento, lungo tutto il tracciato dovranno essere realizzate *canalette* per lo scarico graduale delle acque meteoriche, con intervallo tra di esse che varierà a seconda delle pendenze del percorso. Le canalette dovranno essere disposte trasversalmente alla direzione della strada (l'orientamento ottimale è di 30° rispetto all'asse stradale) al fine da evitare che le ruote gravino contemporaneamente sul manufatto e per conferire una pendenza alla canaletta, necessaria ad evitare la deposizione del materiale più fine all'interno della stessa. Si raccomanda inoltre una costante manutenzione e pulizia di tali opere (soprattutto dopo gli eventi piovosi più intensi) al fine di garantire la loro continua funzionalità.

Si consiglia inoltre di sagomare la sede stradale con pendenza verso valle per favorire l'allontanamento delle acque.

15.0 Conclusioni

Attraverso rilievi di dettaglio in sito, indagini geognostiche e dati di letteratura, è stato possibile determinare i caratteri geologici, geomorfologici, idrogeologici e sismici dell'area ubicata via Cave nel Comune di Ubiale Clanezzo (Bg) in cui è prevista la realizzazione di un tracciato carrale a servizio di un edificio esistente.

Sulla scorta di quanto emerso dalle indagini di campagna e di quanto calcolato tramite metodiche ampiamente riportate in letteratura, è stata indicata in modo dettagliato l'azione sismica di progetto e definita la capacità portante dei terreni in termini di resistenza di progetto del terreno di fondazione, tenendo conto delle condizioni sismiche presenti, secondo le prescrizioni contenute nel recente D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

E' stata valutata inoltre la stabilità dei fronti di scavo, oltre che la stabilità globale dell'area in esame al termine dei lavori previsti da progetto.

In base a quanto sin qui esposto si può affermare che la realizzazione del tracciato carrale in progetto, se in fase esecutiva verranno seguite le prescrizioni fornite nella presente relazione, non comporterà problemi di tipo geologico-tecnico o di tipo idrogeologico nell'area in esame.

Tutto quanto esposto è stato valutato e calcolato conformemente a quanto previsto dalla normativa vigente.

Zogno, 14 Dicembre 2020

Dott. Geol. Filippo Leopardi



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: nel tratto iniziale del percorso la morfologia è piuttosto dolce ed il versante, che non presenta fenomeni geomorfologici in atto o quiescenti, ha pendenze tra 10° e 15°.



Foto 2: nel secondo settore il tracciato si porta su un tratto del pendio che presenta pendenze piuttosto elevate (circa 30° - 35°) e mostra fenomeni di soliflusso superficiale. Nella porzione terminale di quest'area è visibile un ampio impluvio non appartenente al R.I.M.



Foto 3: nel terzo settore dell'area di intervento il tracciato della strada in progetto attraversa un area caratterizzata da pendenze piuttosto elevate (circa 30°), con piante e arbusti, in cui risultano visibili in superficie alcuni grossi trovanti calcarei immersi nel deposito di versante.

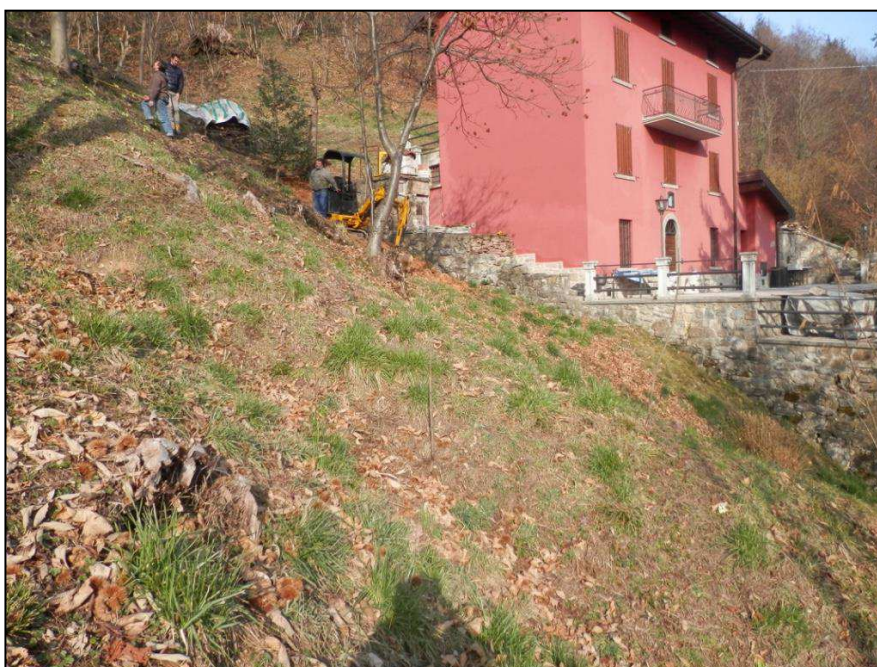


Foto 4: nell'ultimo settore, in prossimità dell'edificio esistente, il pendio presenta pendenze piuttosto elevate (30°- 35°), non si osservano grossi trovanti in affioramento e non sono visibili impluvi.



Foto 5: nel terzo settore si osserva una serie di piccoli impluvi poco incisi che attraversano trasversalmente il tracciato in progetto.



Foto 6: nel primo settore è presente una sottile coltre eluvio-colluviale di natura limoso sabbiosa (circa 0,30 m di spessore) che ricopre un deposito di versante limoso argilloso di colore bruno.



Foto 7: nel secondo settore è presente una coltre eluvio-colluviale di natura limoso sabbiosa (circa 0,40 m di spessore) che ricopre un deposito di versante limoso argilloso di colore bruno.



Foto 8: nel ultimo settore, è presente una sottile coltre eluvio-colluviale di natura limoso sabbiosa (circa 0,20 m di spessore) che ricopre un deposito di versante limoso argilloso di colore rossastro.

ALLEGATI

- **Fig.1:** Carta corografica;
- **Fig.2:** Carta di fattibilità geologica;
- **Fig.3:** Carta dei vincoli;
- **Fig.4:** Carta geologica;
- **Fig.5:** Carta dei sintesi;
- **Fig.6:** Carta della pericolosità sismica locale;
- **Tab.1:** Tabulati dei parametri sismici;
- **Tab.2:** Tabulati delle verifiche di stabilità di versante.

COROGRAFIA

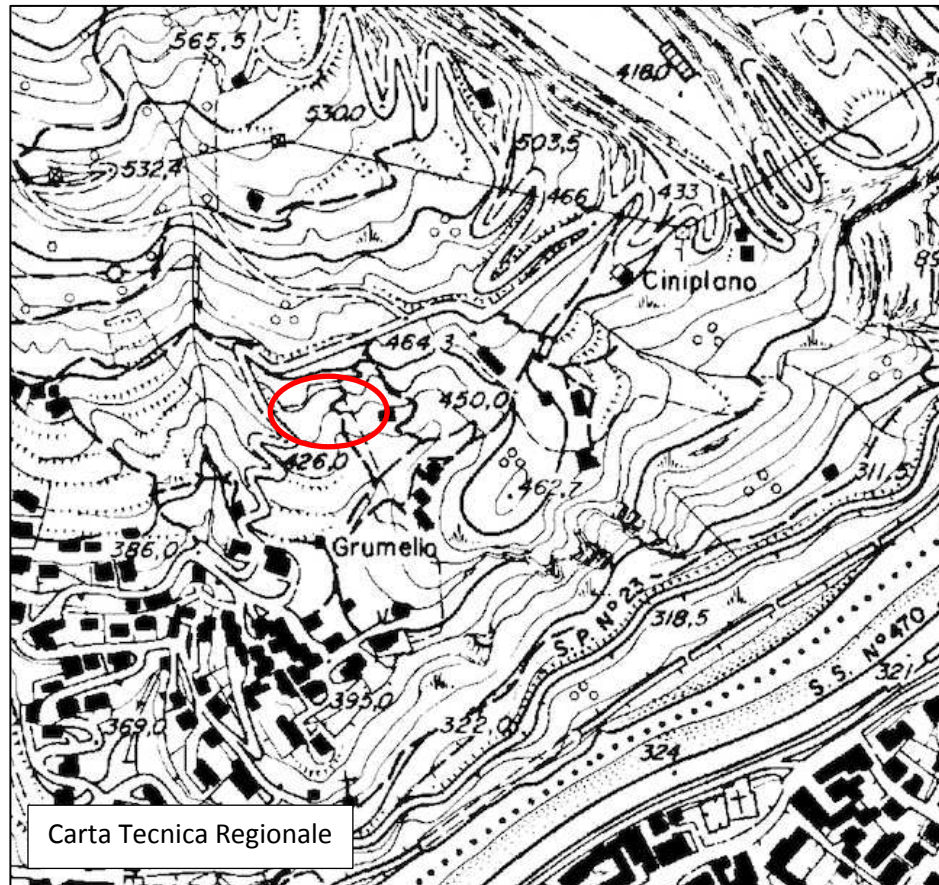
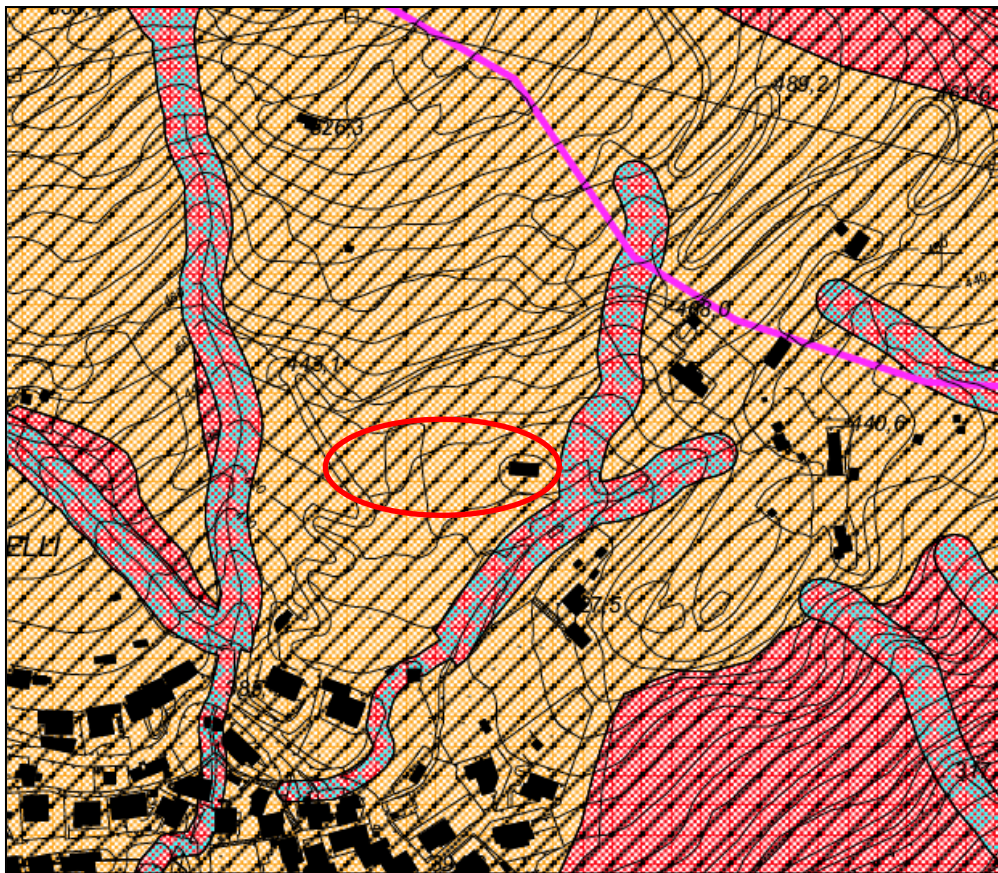


Fig.1

CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA

(Stralcio dallo studio geologico allegato al PGT)



LEGENDA:

Fattibilità geologica per le Azioni di Piano

- Classe 2
- Classe 3
- Classe 4

Sottoclassi di fattibilità geologica

- geotecnica
- idraulica
- stabilità

zona di tutela assoluta delle sorgenti

fascia di rispetto delle sorgenti

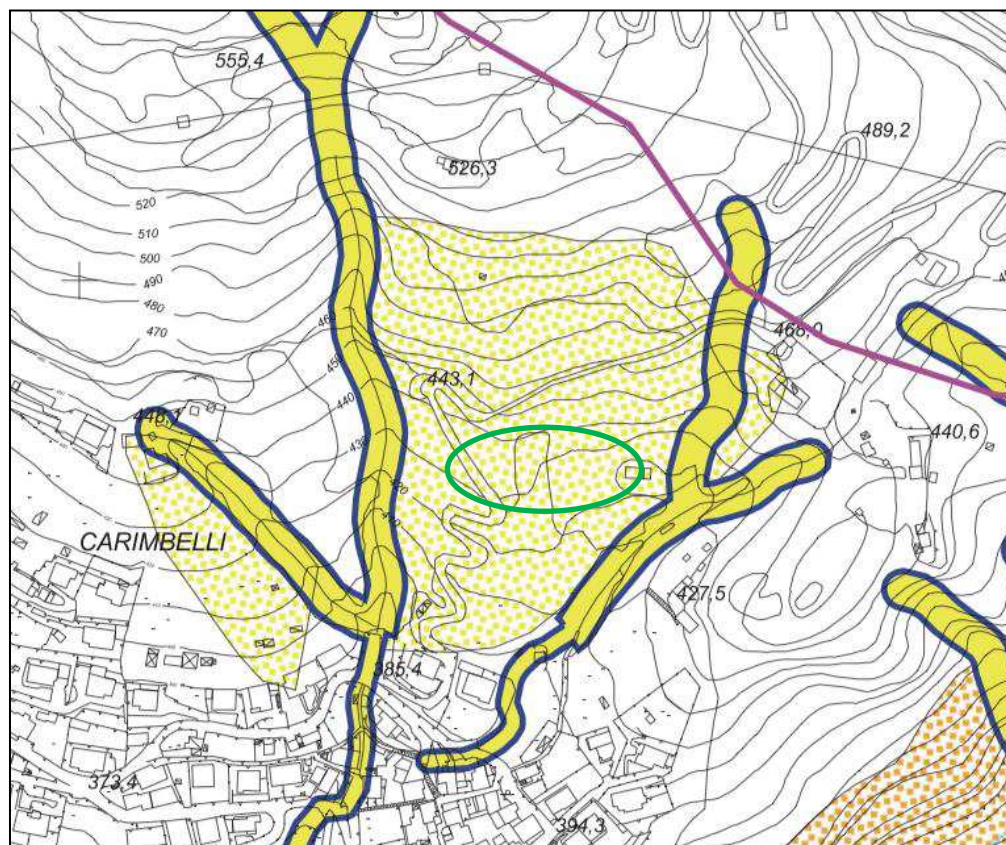
ambito di cava ATec6

Ubicazione area di intervento

Fig. 2

CARTA DEI VINCOLI DI NATURA GEOLOGICA

(Stralcio dello studio geologico allegato al PGT comunale)



Legenda

Idrogeologia

- Zona di tutela assoluta delle sorgenti
- Zona di protezione delle sorgenti

Vincoli di polizia idraulica

- Fasce di rispetto

Fasce PAI

- Fascia A
- Fascia C

Quadro del dissesto PAI

Pericolosità Idraulica

- Area a pericolosità molto elevata (Ee)
- Area a pericolosità elevata (Eb)
- Area a pericolosità media o moderata (Em)

Stabilità dei Versanti

- Area di frana quiescente (Fq)
- Area di frana stabilizzata (Fs)

- Ambito di cava ATEc6

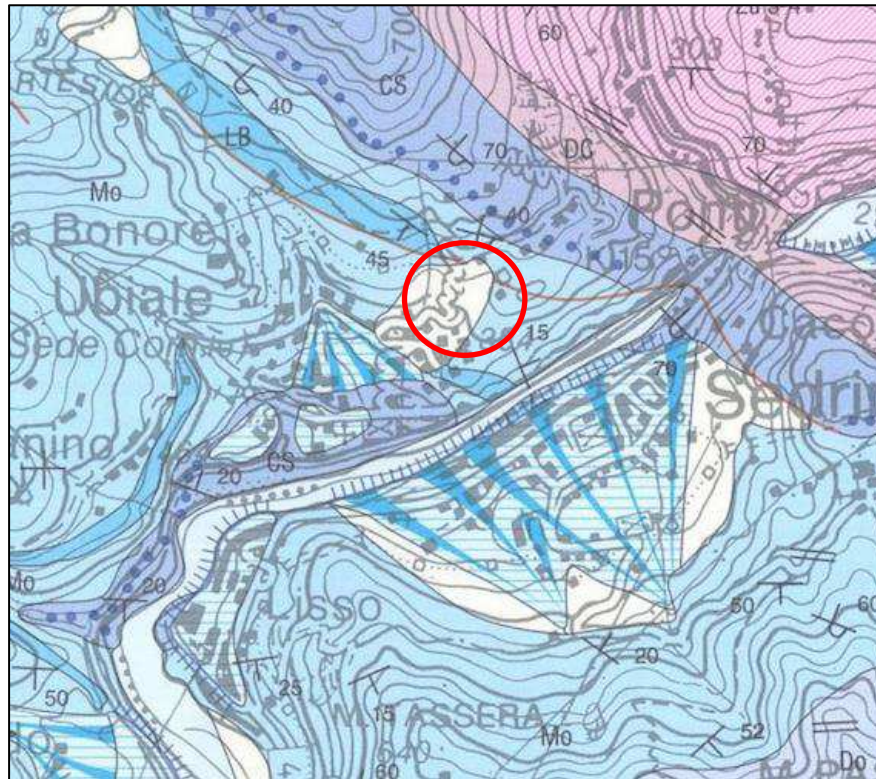
- Confini comunali

- Ubicazione area di intervento

Fig. 3

CARTA GEOLOGICA

Stralcio della Carta geologica della successione norico-giurassica delle Alpi Meridionali a nord di Bergamo (Bersezio et alii)



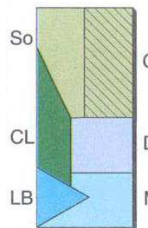
Undivided slope deposits: a) debris fan b) landslide
Depositi di versante indifferenziati: a) conoide di detrito b) frana



Recent alluvial sediments.(Holocene). a) Alluvial fan; b) alluvial terrace edge.
Sedimenti alluvionali recenti (Olocene). a) Conoide; b) orlo di terrazzo.



Ancient alluvial sediments. a) Alluvial fan
Sedimenti alluvionali più antichi. a) Conoide



Lower-Middle Jurassic syn-rift carbonate wedges

Turbiditic calcarenites and marls.
Calcareniti torbiditiche e marne. FORMAZIONE DI CONCESIO (Co).
Early Bathonian? - Toarcian

Grey to red marls and marly limestones.
Marne e calcari marnosi grigi e rossi. FORMAZIONE DI SOGNO (So).
Bajocian? - Toarcian

Grey marly limestones with cherty calcilutites and slumps.
Calcari marnosi grigi e calcilutiti selcifere con slumps. CALCARE DI DOMARO (Do).
Pliensbachian

Dark grey marly limestones with black cherts and slumps.
Calcari marnosi grigio scuri con selci nere e slumps. CALCARE DI MOLTRASIO (Mo).
Sinemurian

Massive to bedded grey-light brown limestones; breccia and megabreccia bodies.
Calcari massicci e stratificati grigi e nocciola; corpi di breccie e megabreccie (LB).
Lias p.p.

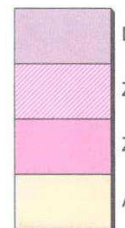
Condensed Jurassic succession: red nodular marly limestones; pink to yellow condensed limestones.
Successione Giurassica condensata: calcari marnosi nodulari rossi; calcari rosa e gialli condensati (CL).
Toarcian - Pliensbachian?

Hettangian open platform and shelf carbonates



Light grey fossiliferous limestones and dark grey marly limestones with chert. a) ooidal-crinoidal siliceous marker bed.
Calcari fossiliferi grigi e calcari marnosi con selce, grigio scuri. a) livello guida selcifero ad ooliti e crinoidi.
CALCARE DI SEDRINA (CS).
Hettangian.

Upper Norian - Rhaetian shallow water units



Light grey micritic and ooidal limestones and dolomites.
Calcari micritici e oolitici grigi e dolomie. DOLOMIA A CONCHODON (DC).
Hettangian p.p. - Rhaetian p.p.

Cyclic alternation of dark grey to black marlstones and grey limestones.
Alternanze cicliche di marne grigio scure e nere e calcari grigi. CALCARE DI ZU (Zu 1-2: lower member; Zu 3-4: upper members).
Rhaetian - Late Norian

Dark grey-black shales with intercalations of micritic and bioclastic limestones.
Argilliti grigio scure e nere associate a calcari micritici e bioclastici. ARGILLITE DI RIVA DI SOLTÒ (ARS).
Late Norian



Dip of bedding
Giacitura della stratificazione

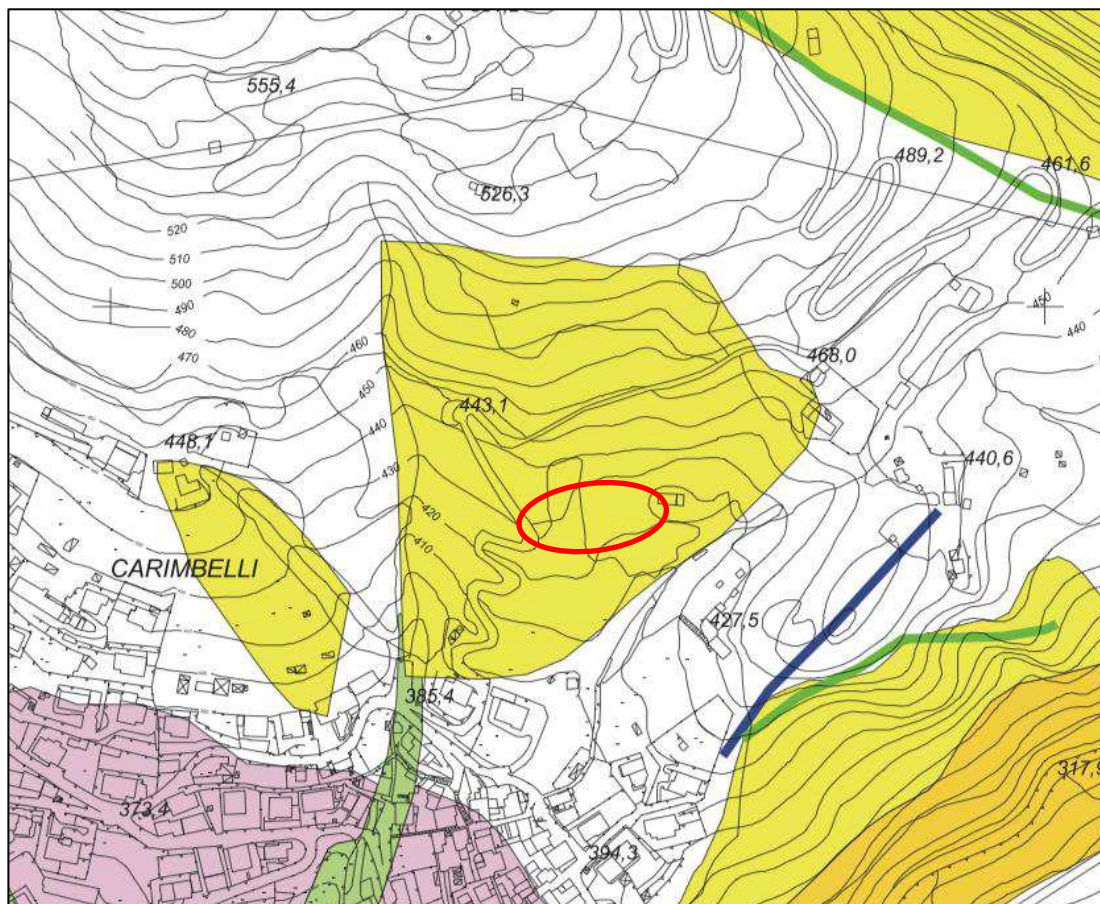


Area di intervento

Fig. 4








CARTA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE


(Stralcio dello studio geologico allegato al PGT comunale)



Legenda

Scenari di pericolosità sismica locale

- | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----|---------------------------------------------------------------------------|
|  | Z1b | <i>Da assoggettare a procedura di 3° Livello in fase di progettazione</i> |
|  | Z1c | |
|  | Z2 | |
-
- | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|  | Z3a | <i>Da assoggettare a procedura di 2° livello, in fase di pianificazione, solo per gli edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al d.d.u.o., 19904/03)</i> |
|  | Z3b | |
|  | Z4a | |
|  | Z4b | |

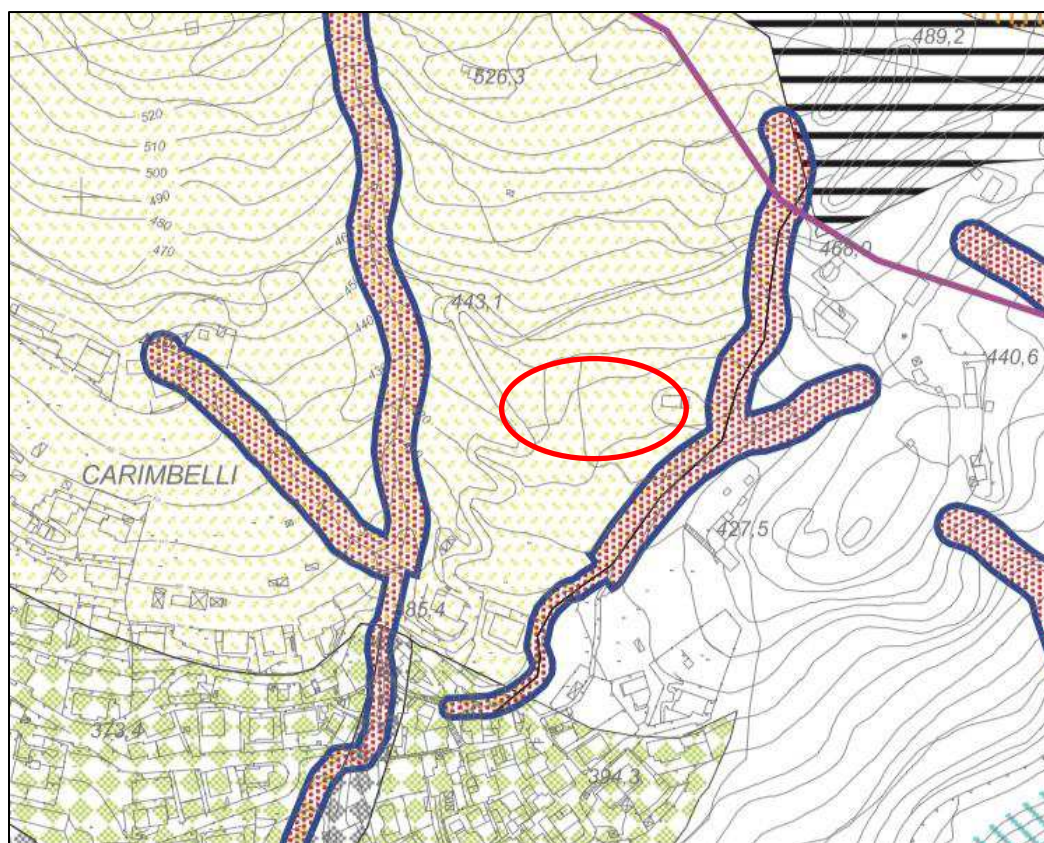
 Confini comunali (CTRL)

 Ubicazione aree di intervento









Fig.6

CARTA DI SINTESI



(stralcio dello studio geologico allegato al PGT comunale)





Legenda


-  Area soggetta a crolli di massi
-  Area con diffusa instabilità superficiale (substrato e depositi superficiali)
-  Area con potenziale instabilità superficiale (substrato e depositi superficiali)
-  Area frequentemente inondabile
-  Area potenzialmente soggetta a fenomeni di esondazione e/o di erosione di sponda
-  Depositi superficiali limoso argillosi con scadenti caratteristiche geotecniche
-  Terreno di riporto
-  Area di cava


Fasce PAI

-  Fascia A
-  Fascia C

 Fasce di rispetto (polizia idraulica)

 Ambito di cava ATEc6

 Zona di protezione delle sorgenti

 Zona di tutela assoluta delle sorgenti


 Ubicazione area di intervento

Fig. 5

TABULATI PARAMETRI SISMICI

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45,786111

longitudine: 9,621501

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 10934 Lat: 45,7710 Lon: 9,5529 Distanza: 5575,784

Sito 2 ID: 10935 Lat: 45,7733 Lon: 9,6244 Distanza: 1441,367

Sito 3 ID: 10713 Lat: 45,8233 Lon: 9,6212 Distanza: 4130,847

Sito 4 ID: 10712 Lat: 45,8210 Lon: 9,5497 Distanza: 6782,863

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: E

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,026 g

Fo: 2,466

Tc*: 0,191 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,033 g

Fo: 2,509

Tc*: 0,207 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,085 g

Fo: 2,493

Tc*: 0,277 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 975 [anni]

ag: 0,111 g

Fo: 2,480

Tc*: 0,287 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii e fondazioni

SLO:

Ss: 1,600
Cc: 2,230
St: 1,200
Kh: 0,010
Kv: 0,005
Amax: 0,483
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,600
Cc: 2,160
St: 1,200
Kh: 0,013
Kv: 0,006
Amax: 0,623
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,600
Cc: 1,920
St: 1,200
Kh: 0,032
Kv: 0,016
Amax: 1,591
Beta: 0,200

SLC:

Ss: 1,600
Cc: 1,890
St: 1,200
Kh: 0,051
Kv: 0,026
Amax: 2,095
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Geostru

Coordinate WGS84

latitudine: 45.785189

longitudine: 9.620446

TABULATI VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE

Committente: Sig.ri Meneghetti e Seghezzi
Località: Via Cava – Ubiale Clanezzo (Bg)
Data: Dicembre 2020

PROFILO TOPOGRAFICO DEL VERSANTE

N.	X (m)	Y (m)
01	00,00	00,00
02	00,00	01,00
03	01,78	02,07
04	02,28	03,20
05	05,21	03,20
06	07,57	05,93
07	10,42	07,64

PROFILO DEGLI STRATI

Profilo strato n. 1

N.	X (m)	Y (m)
01	00,00	00,00
02	00,00	01,00
03	01,78	02,07
04	02,28	03,20
05	05,21	03,20
06	07,57	05,93
07	10,42	07,64

Strato n. 1 - Descrizione:	Limo argilloso
Densità relativa Dr(%):	70
Angolo d'attrito Phi(°):	18
Gamma sopra falda (kg/mc):	1650,00
Gamma saturo (kg/mc):	1750,00
Coesione (kg/cm ²):	0,13
Pressione interstiziale (kg/cm ²):	0,00
Mod.deformazione (kg/cm ²):	40,00

Sovraccarichi nastroiformi e concentrati.

Carico n.	X carico(m):	Largh.carico(m):	Modulo(kg/mq):	Incl.(°):
1	2,80	2,00	1000,0	90

Geotessili

Rinforzo n.	Num.file:	Spaz.vert.(m):	Lung.rinforzi(m):	Coef.attrito:
1	4	0,40	1,50	0,5

VERIFICA N.1 STATICA

Parametri geometrici della superficie critica.

Conci	Lungh.(m)	Altez.(m)	In.base(°)	Volume(mc)
1	00,89	00,36	-12	00,32
2	00,89	01,35	-04	01,20
3	00,89	02,08	03	01,85
4	00,89	02,09	10	01,86
5	00,89	01,87	17	01,66
6	00,89	01,83	25	01,63
7	00,89	02,15	33	01,91
8	00,89	02,47	43	02,20
9	00,89	02,26	54	02,01
10	00,89	00,97	70	00,86

Parametri geotecnici della superficie critica.

Conci	C(kg/cmq)	Phi(°)	W(kg/m)	H falda
1	00,13	18	531,9	00,00
2	00,13	18	1985,0	00,00
3	00,13	18	3049,0	00,00
4	00,13	18	3067,3	00,00
5	00,13	18	2746,5	00,00
6	00,13	18	2684,2	00,00
7	00,13	18	3151,4	00,00
8	00,13	18	3630,3	00,00
9	00,13	18	3313,9	00,00
10	00,13	18	1421,4	00,00

Forze e momenti agenti sulla superficie critica.

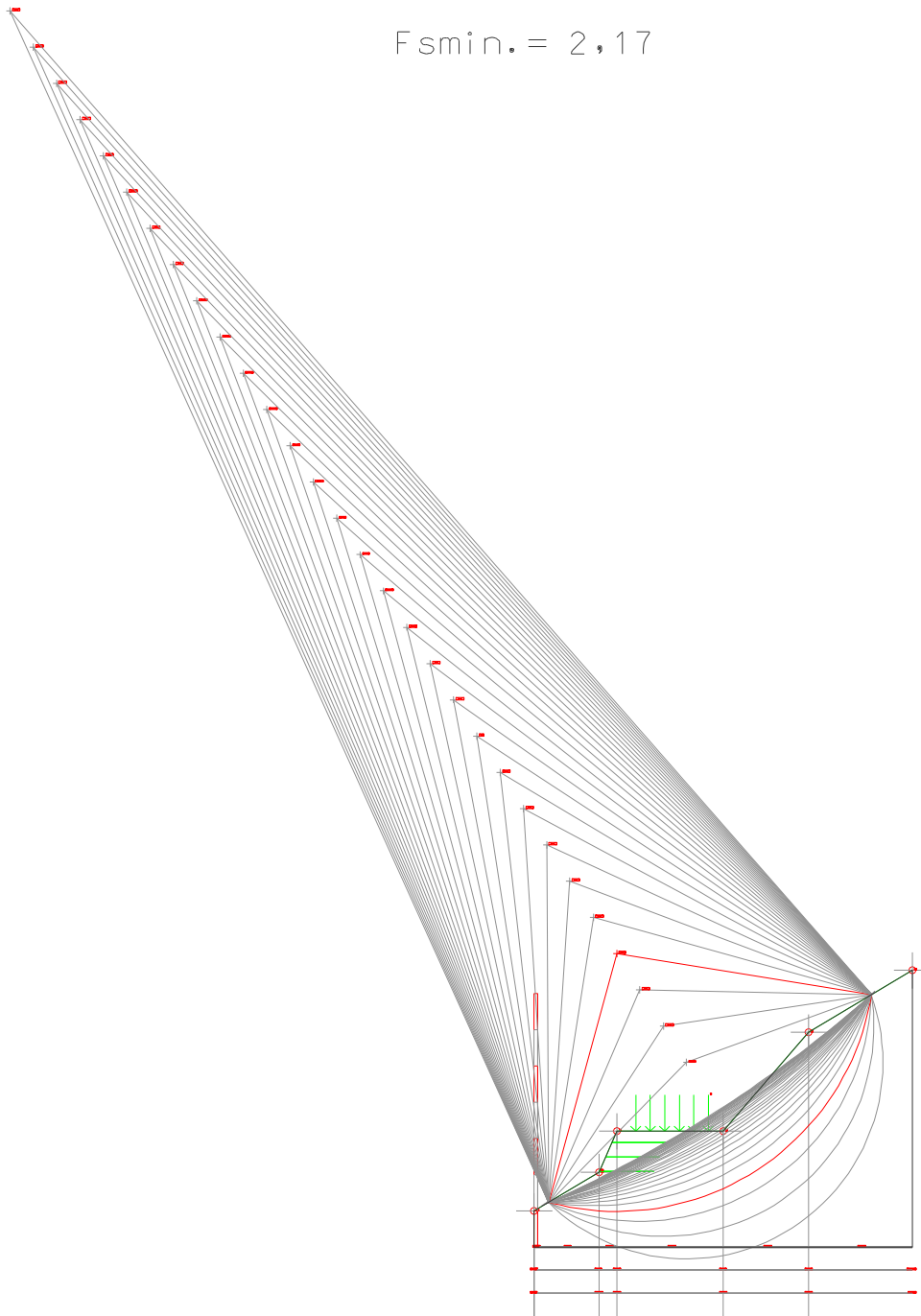
Conci	M.stab.(kg*m)	M.rib.(kg*m)
1	1401,13	-107,15
2	1828,25	-151,10
3	2221,49	163,29
4	2411,87	690,67
5	2311,56	1075,58
6	2093,63	1141,73
7	2376,66	1736,30
8	2787,67	2457,47
9	3120,14	2664,40
10	3365,89	1337,20

Caratteristiche della superficie critica.

Metodo di calcolo: Bishop
Coef. di sicurezza minimo: 2,17
Momento ribaltante (kg*m): 11008,38
Momento stabilizzante (kg*m): 23918,30
X del centro di calcolo (m): 02,28
Y del centro di calcolo (m): 08,10
X estremo di monte della sup.di scivolamento (m): 09,30
X estremo di valle della sup.di scivolamento (m): 00,40
Numero conci: 10
Spaziatura orizzontale dei conci (m): 0,89
Acc.sismica orizzontale(g): 0,00
Acc.sismica verticale(g): 0,00

VERIFICA 1 STATICA

$F_{smin.} = 2,17$



VERIFICA N.1 DINAMICA

Parametri geometrici della superficie critica.

Conci	Lungh.(m)	Altez.(m)	In.base(°)	Volume(mc)
1	00,90	00,40	-12	00,36
2	00,90	01,44	-05	01,30
3	00,90	02,20	03	01,98
4	00,90	02,22	10	02,00
5	00,90	02,03	17	01,82
6	00,90	02,05	25	01,84
7	00,90	02,43	33	02,19
8	00,90	02,78	43	02,50
9	00,90	02,57	54	02,31
10	00,90	01,27	70	01,14

Parametri geotecnici della superficie critica.

Conci	C(kg/cm ^q)	Phi(°)	W(kg/m)	H falda
1	00,13	18	814,9	00,00
2	00,13	18	2971,1	00,00
3	00,13	18	4524,5	00,00
4	00,13	18	4566,8	00,00
5	00,13	18	4176,3	00,00
6	00,13	18	4216,3	00,00
7	00,13	18	5006,8	00,00
8	00,13	18	5731,6	00,00
9	00,13	18	5297,2	00,00
10	00,13	18	2619,7	00,00

Forze e momenti agenti sulla superficie critica.

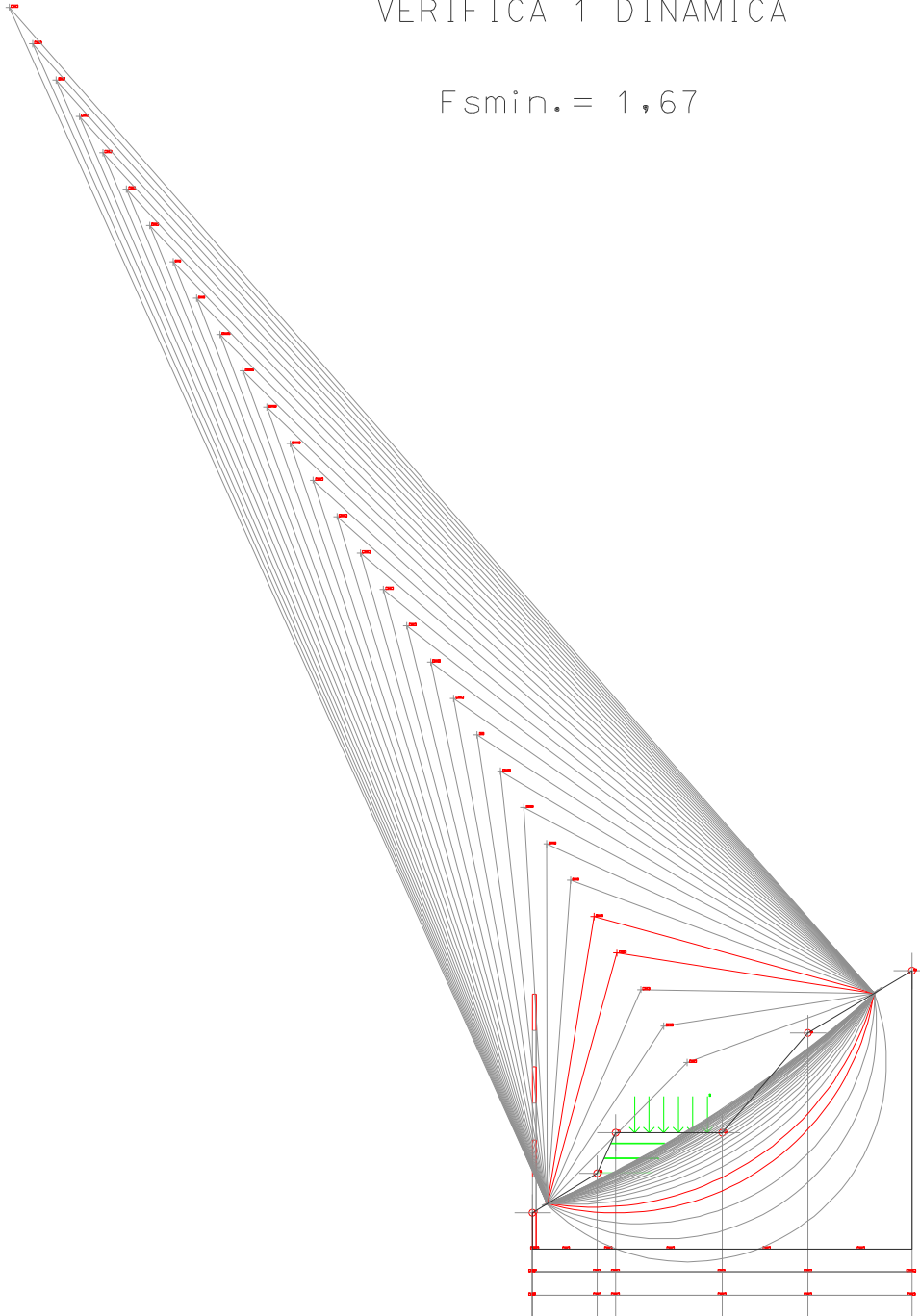
Conci	M.stab.(kg*m)	M.rib.(kg*m)
1	1490,26	-145,47
2	2055,69	-210,71
3	2558,63	195,64
4	2752,82	862,38
5	2636,36	1381,16
6	2483,62	1671,44
7	2887,55	2619,45
8	3427,05	3750,54
9	3817,80	4189,29
10	3900,29	2467,05

Caratteristiche della superficie critica.

Metodo di calcolo: Bishop
Coef. di sicurezza minimo: 1,67
Momento ribaltante (kg*m): 16780,79
Momento stabilizzante (kg*m): 28010,08
X del centro di calcolo (m): 02,33
Y del centro di calcolo (m): 08,13
X estremo di monte della sup.di scivolamento (m): 09,40
X estremo di valle della sup.di scivolamento (m): 00,40
Numero conci: 10
Spaziatura orizzontale dei conci (m): 0,90
Acc.sismica orizzontale(g): 0,03
Acc.sismica verticale(g): 0,02

VERIFICA 1 DINAMICA

$F_{smin.} = 1,67$



VERIFICA N.2 STATICA

Parametri geometrici della superficie critica.

Conci	Lungh.(m)	Altez.(m)	In.base(°)	Volume(mc)
1	00,41	00,30	-17	00,12
2	00,41	00,86	-10	00,35
3	00,41	01,38	-02	00,57
4	00,41	01,84	06	00,75
5	00,41	02,25	13	00,92
6	00,41	02,57	21	01,05
7	00,41	02,70	30	01,11
8	00,41	02,67	39	01,09
9	00,41	02,50	50	01,03
10	00,41	02,08	65	00,85

Parametri geotecnici della superficie critica.

Conci	C(kg/cm ^q)	Phi(°)	W(kg/m)	H falda
1	00,13	18	200,0	00,00
2	00,13	18	583,9	00,00
3	00,13	18	932,9	00,00
4	00,13	18	1244,7	00,00
5	00,13	18	1518,8	00,00
6	00,13	18	1735,6	00,00
7	00,13	18	1828,7	00,00
8	00,13	18	1803,3	00,00
9	00,13	18	1693,1	00,00
10	00,13	18	1403,7	00,00

Forze e momenti agenti sulla superficie critica.

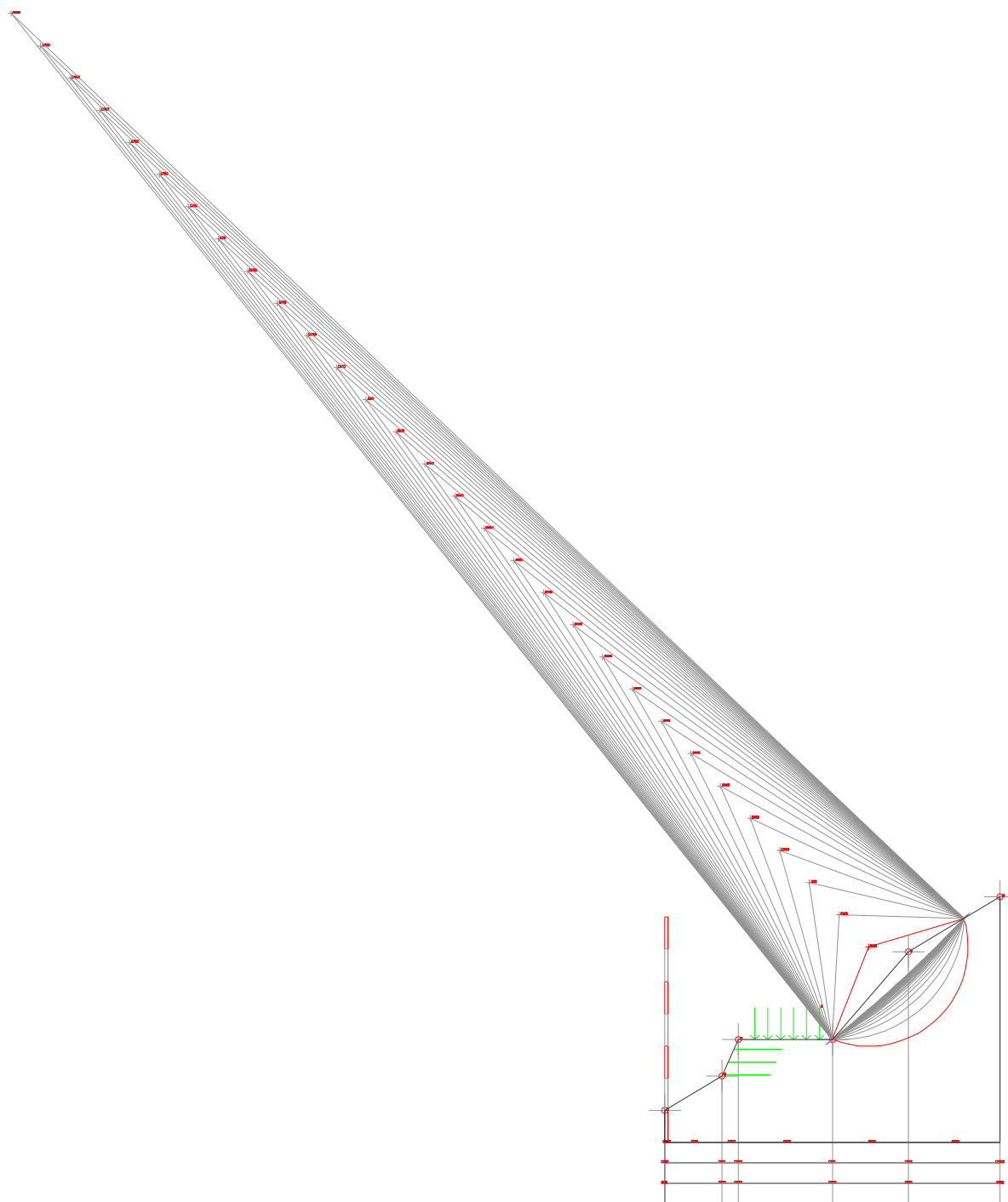
Conci	M.stab.(kg*m)	M.rib.(kg*m)
1	661,32	-59,96
2	754,25	-97,54
3	841,42	-32,06
4	926,79	122,35
5	1015,01	350,81
6	1105,86	631,27
7	1185,95	908,17
8	1269,59	1135,78
9	1402,72	1293,42
10	1706,86	1267,67

Caratteristiche della superficie critica.

Metodo di calcolo: Bishop
Coef. di sicurezza minimo: 1,97
Momento ribaltante (kg*m): 5519,90
Momento stabilizzante (kg*m): 10869,78
X del centro di calcolo (m): 06,33
Y del centro di calcolo (m): 06,08
X estremo di monte della sup.di scivolamento (m): 09,30
X estremo di valle della sup.di scivolamento (m): 05,20
Numero conci: 10
Spaziatura orizzontale dei conci (m): 0,41
Acc.sismica orizzontale(g): 0,00
Acc.sismica verticale(g): 0,00

VERIFICA 2 STATICA

$$F_{smin.} = 1,97$$



VERIFICA N.2 DINAMICA

Parametri geometrici della superficie critica.

Conci	Lungh.(m)	Altez.(m)	In.base(°)	Volume(mc)
1	00,42	00,39	09	00,16
2	00,42	00,79	14	00,33
3	00,42	01,16	20	00,49
4	00,42	01,49	25	00,62
5	00,42	01,77	30	00,74
6	00,42	01,92	36	00,81
7	00,42	01,88	43	00,79
8	00,42	01,71	50	00,72
9	00,42	01,39	58	00,58
10	00,42	00,74	70	00,31

Parametri geotecnici della superficie critica.

Conci	C(kg/cmq)	Phi(°)	W(kg/m)	H falda
1	00,13	18	372,1	00,00
2	00,13	18	760,3	00,00
3	00,13	18	1115,8	00,00
4	00,13	18	1429,9	00,00
5	00,13	18	1697,3	00,00
6	00,13	18	1843,4	00,00
7	00,13	18	1809,8	00,00
8	00,13	18	1640,6	00,00
9	00,13	18	1332,5	00,00
10	00,13	18	711,4	00,00

Forze e momenti agenti sulla superficie critica.

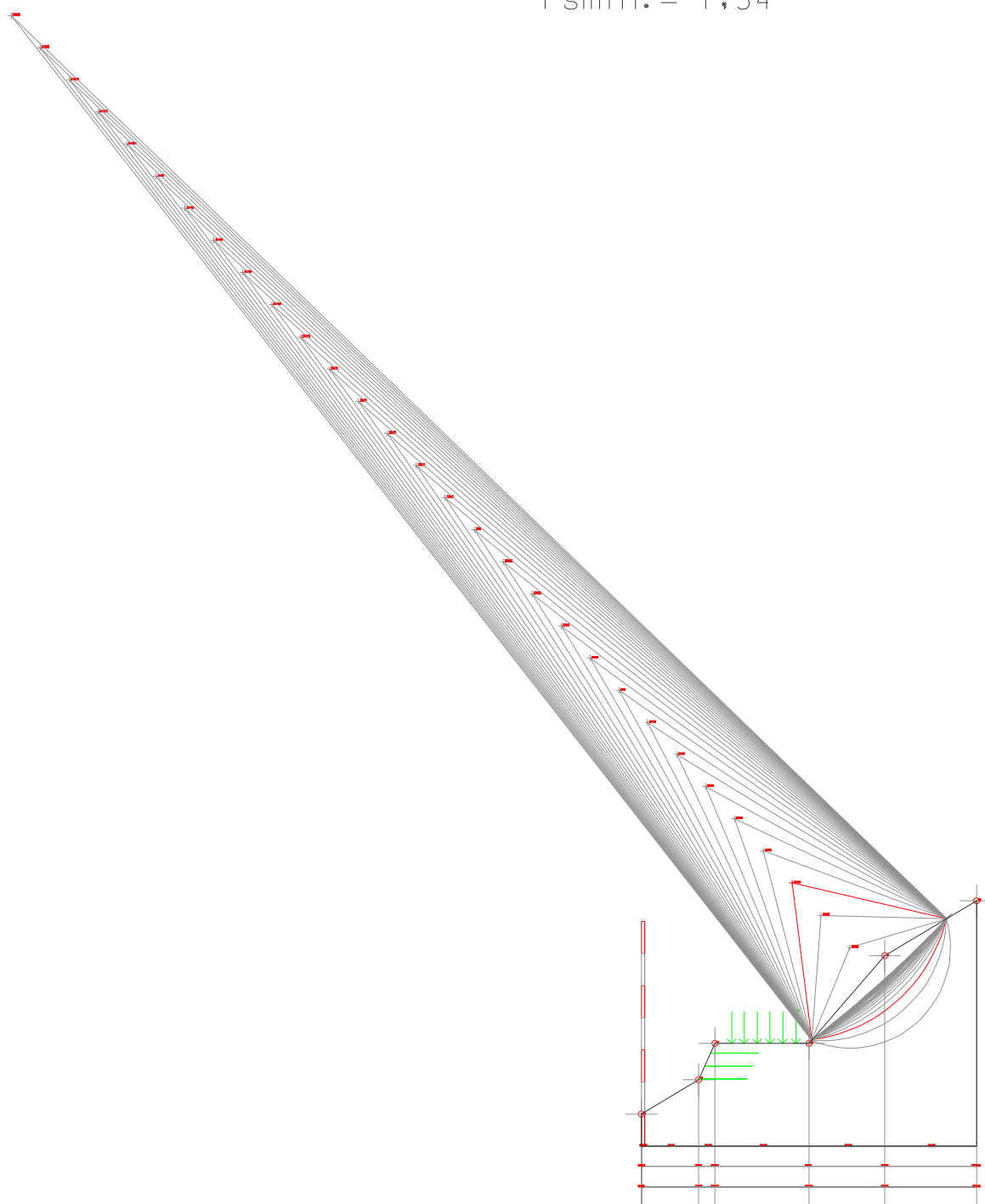
Conci	M.stab.(kg*m)	M.rib.(kg*m)
1	637,19	52,97
2	747,53	166,90
3	859,08	333,89
4	972,23	545,53
5	1089,23	791,78
6	1191,12	1021,60
7	1261,26	1166,92
8	1318,66	1211,46
9	1379,13	1113,34
10	1440,65	668,02

Caratteristiche della superficie critica.

Metodo di calcolo: Bishop
Coef. di sicurezza minimo: 1,54
Momento ribaltante (kg*m): 7072,40
Momento stabilizzante (kg*m): 10896,07
X del centro di calcolo (m): 04,70
Y del centro di calcolo (m): 08,20
X estremo di monte della sup.di scivolamento (m): 09,50
X estremo di valle della sup.di scivolamento (m): 05,30
Numero conci: 10
Spaziatura orizzontale dei conci (m): 0,42
Acc.sismica orizzontale(g): 0,03
Acc.sismica verticale(g): 0,02

VERIFICA 2 DINAMICA

$$F_{smin.} = 1,54$$



VERIFICA N.3 STATICA

Parametri geometrici della superficie critica.

Conci	Lungh.(m)	Altez.(m)	In.base(°)	Volume(mc)
1	00,44	00,17	-09	00,08
2	00,44	00,48	-03	00,21
3	00,44	00,74	03	00,33
4	00,44	01,27	10	00,56
5	00,44	01,75	16	00,77
6	00,44	01,74	23	00,76
7	00,44	01,52	29	00,67
8	00,44	01,23	37	00,54
9	00,44	00,85	45	00,37
10	00,44	00,31	55	00,14

Parametri geotecnici della superficie critica.

Conci	C(kg/cmq)	Phi(°)	W(kg/m)	H falda
1	00,13	18	123,8	00,00
2	00,13	18	347,3	00,00
3	00,13	18	538,1	00,00
4	00,13	18	922,7	00,00
5	00,13	18	1273,5	00,00
6	00,13	18	1260,2	00,00
7	00,13	18	1104,0	00,00
8	00,13	18	894,4	00,00
9	00,13	18	614,4	00,00
10	00,13	18	227,1	00,00

Forze e momenti agenti sulla superficie critica.

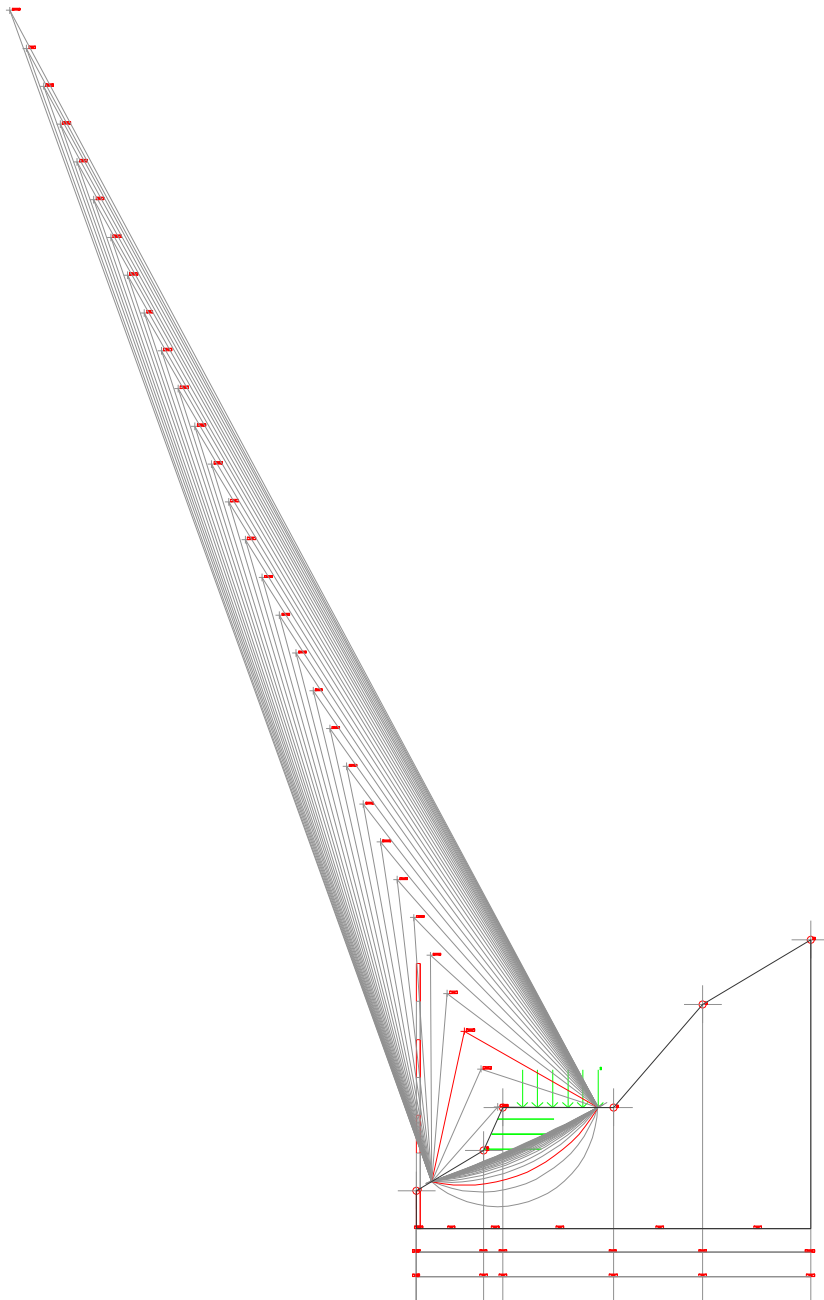
Conci	M.stab.(kg*m)	M.rib.(kg*m)
1	633,90	-19,58
2	690,43	-17,34
3	742,20	31,35
4	864,22	153,60
5	986,71	349,80
6	1079,30	574,46
7	1124,83	758,49
8	1107,51	800,21
9	1087,20	747,01
10	1059,76	545,68

Caratteristiche della superficie critica.

Metodo di calcolo: Bishop
Coef. di sicurezza minimo: 2,39
Momento ribaltante (kg*m): 3923,69
Momento stabilizzante (kg*m): 9376,06
X del centro di calcolo (m): 01,26
Y del centro di calcolo (m): 05,22
X estremo di monte della sup.di scivolamento (m): 04,80
X estremo di valle della sup.di scivolamento (m): 00,40
Numero conci: 10
Spaziatura orizzontale dei conci (m): 0,44
Acc.sismica orizzontale(g): 0,00
Acc.sismica verticale(g): 0,00

VERIFICA 3 STATICA

F_{smin.} = 2,39



VERIFICA N.3 DINAMICA

Parametri geometrici della superficie critica.

Conci	Lungh.(m)	Altez.(m)	In.base(°)	Volume(mc)
1	00,44	00,19	-09	00,08
2	00,44	00,51	-03	00,23
3	00,44	00,79	03	00,35
4	00,44	01,33	10	00,59
5	00,44	01,83	16	00,80
6	00,44	01,82	23	00,80
7	00,44	01,62	29	00,71
8	00,44	01,35	37	00,59
9	00,44	00,98	45	00,43
10	00,44	00,46	55	00,20

Parametri geotecnici della superficie critica.

Conci	C(kg/cm ^q)	Phi(°)	W(kg/m)	H falda
1	00,13	18	191,5	00,00
2	00,13	18	515,5	00,00
3	00,13	18	794,1	00,00
4	00,13	18	1341,7	00,00
5	00,13	18	1842,3	00,00
6	00,13	18	1837,8	00,00
7	00,13	18	1635,1	00,00
8	00,13	18	1358,1	00,00
9	00,13	18	983,8	00,00
10	00,13	18	460,3	00,00

Forze e momenti agenti sulla superficie critica.

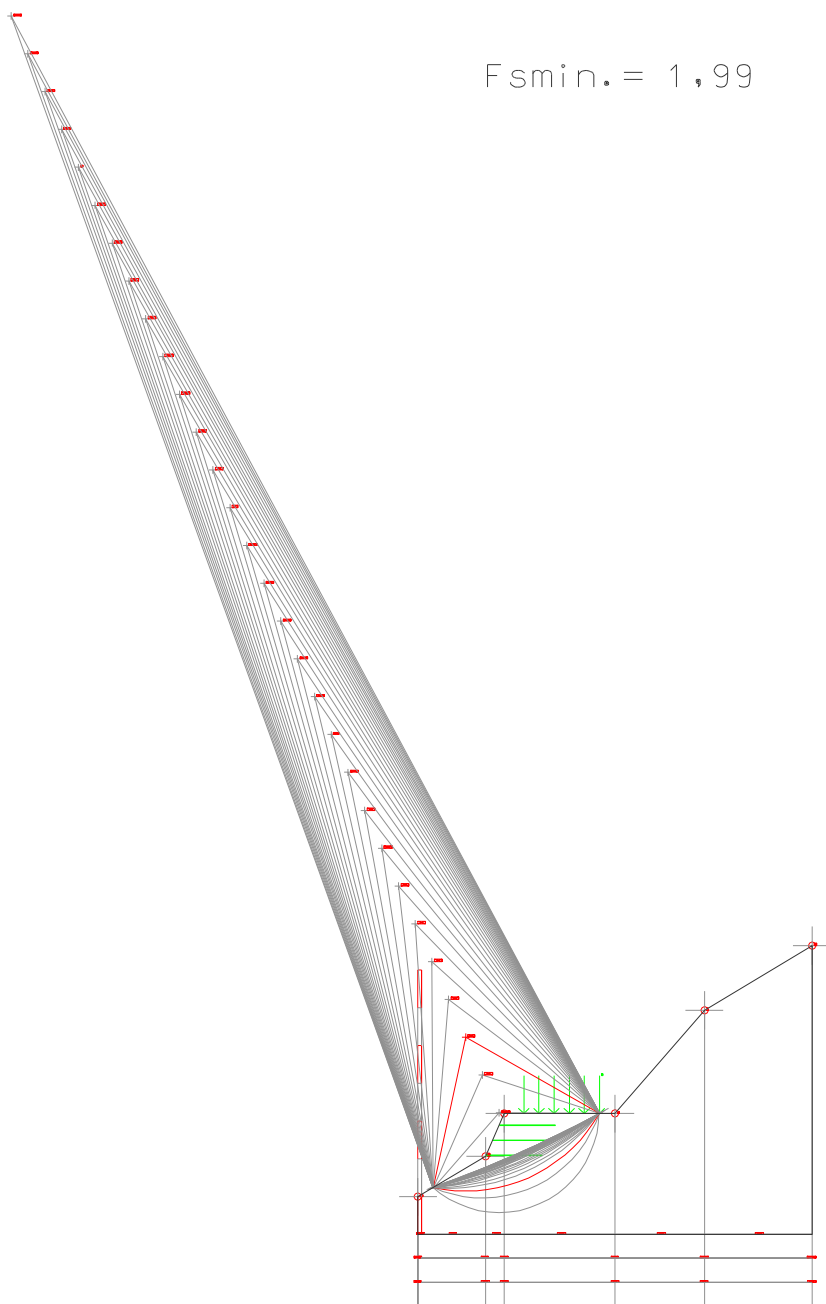
Conci	M.stab.(kg*m)	M.rib.(kg*m)
1	650,65	-26,13
2	725,75	-22,58
3	795,89	41,26
4	954,56	202,45
5	1116,46	466,25
6	1220,11	751,03
7	1264,08	980,87
8	1239,89	1052,11
9	1202,15	997,34
10	1134,30	736,48

Caratteristiche della superficie critica.

Metodo di calcolo: Bishop
Coef. di sicurezza minimo: 1,99
Momento ribaltante (kg*m): 5179,09
Momento stabilizzante (kg*m): 10303,84
X del centro di calcolo (m): 01,26
Y del centro di calcolo (m): 05,22
X estremo di monte della sup.di scivolamento (m): 04,80
X estremo di valle della sup.di scivolamento (m): 00,40
Numero conci: 10
Spaziatura orizzontale dei conci (m): 0,44
Acc.sismica orizzontale(g): 0,03
Acc.sismica verticale(g): 0,02

VERIFICA 3 DINAMICA

F_{smin.} = 1,99



VERIFICA N.4 STATICA

Parametri geometrici della superficie critica.

Conci	Lungh.(m)	Altez.(m)	In.base(°)	Volume(mc)
1	01,03	00,20	06	00,26
2	01,03	00,91	11	00,94
3	01,03	01,46	15	01,51
4	01,03	01,35	20	01,40
5	01,03	00,91	25	00,95
6	01,03	00,94	31	00,97
7	01,03	01,44	36	01,48
8	01,03	01,59	42	01,64
9	01,03	01,23	49	01,28
10	01,03	00,48	57	00,49

Parametri geotecnici della superficie critica.

Conci	C(kg/cmq)	Phi(°)	W(kg/m)	H falda
1	00,13	18	432,5	00,00
2	00,13	18	1554,2	00,00
3	00,13	18	2485,0	00,00
4	00,13	18	2303,5	00,00
5	00,13	18	1559,5	00,00
6	00,13	18	1608,0	00,00
7	00,13	18	2447,6	00,00
8	00,13	18	2703,4	00,00
9	00,13	18	2104,1	00,00
10	00,13	18	811,2	00,00

Forze e momenti agenti sulla superficie critica.

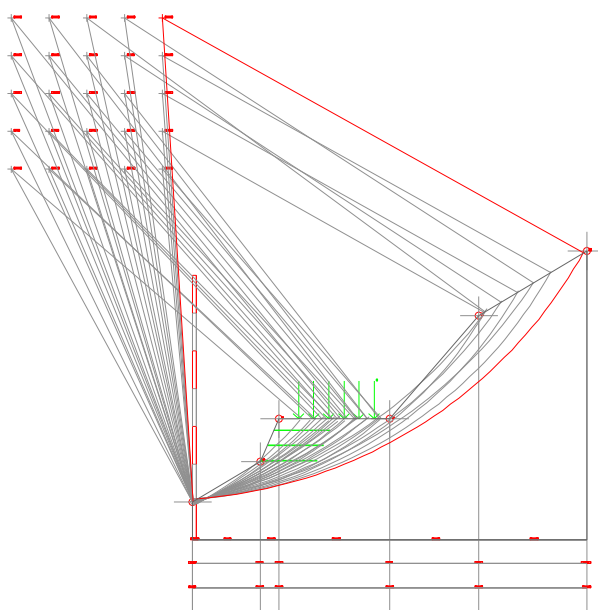
Conci	M.stab.(kg*m)	M.rib.(kg*m)
1	1439,26	45,08
2	1832,44	288,01
3	2245,64	745,14
4	2439,57	1159,58
5	2119,11	948,97
6	2002,07	819,71
7	2403,58	1446,42
8	2661,27	1817,29
9	2655,91	1585,76
10	2409,50	677,76

Caratteristiche della superficie critica.

Metodo di calcolo: Bishop
Coef. di sicurezza minimo: 2,33
Momento ribaltante (kg*m): 9533,71
Momento stabilizzante (kg*m): 22208,35
X del centro di calcolo (m): -00,80
Y del centro di calcolo (m): 13,80
X estremo di monte della sup.di scivolamento (m): 10,35
X estremo di valle della sup.di scivolamento (m): 00,01
Numero conci: 10
Spaziatura orizzontale dei conci (m): 1,03
Acc.sismica orizzontale(g): 0,00
Acc.sismica verticale(g): 0,00

VERIFICA 4 STATICA

$$F_{smin.} = 2,33$$



VERIFICA N.4 DINAMICA

Parametri geometrici della superficie critica.

Conci	Lungh.(m)	Altez.(m)	ln.base(°)	Volume(mc)
1	01,03	00,20	06	00,26
2	01,03	00,91	11	00,94
3	01,03	01,46	15	01,51
4	01,03	01,35	20	01,40
5	01,03	00,91	25	00,95
6	01,03	00,94	31	00,97
7	01,03	01,44	36	01,48
8	01,03	01,59	42	01,64
9	01,03	01,23	49	01,28
10	01,03	00,48	57	00,49

Parametri geotecnici della superficie critica.

Conci	C(kg/cm ^q)	Phi(°)	W(kg/m)	H falda
1	00,13	18	432,5	00,00
2	00,13	18	1554,2	00,00
3	00,13	18	2485,0	00,00
4	00,13	18	2303,5	00,00
5	00,13	18	1559,5	00,00
6	00,13	18	1608,0	00,00
7	00,13	18	2447,6	00,00
8	00,13	18	2703,4	00,00
9	00,13	18	2104,1	00,00
10	00,13	18	811,2	00,00

Forze e momenti agenti sulla superficie critica.

Conci	M.stab.(kg*m)	M.rib.(kg*m)
1	1439,26	45,08
2	1832,44	288,01
3	2245,64	745,14
4	2439,57	1159,58
5	2119,11	948,97
6	2002,07	819,71
7	2403,58	1446,42
8	2661,27	1817,29
9	2655,91	1585,76
10	2409,50	677,76

Caratteristiche della superficie critica.

Metodo di calcolo: Bishop
Coef. di sicurezza minimo: 2,12
Momento ribaltante (kg*m): 9533,71
Momento stabilizzante (kg*m): 22208,35
X del centro di calcolo (m): -00,80
Y del centro di calcolo (m): 13,80
X estremo di monte della sup.di scivolamento (m): 10,35
X estremo di valle della sup.di scivolamento (m): 00,01
Numero conci: 10
Spaziatura orizzontale dei conci (m): 1,03
Acc.sismica orizzontale(g): 0,03
Acc.sismica verticale(g): 0,02

VERIFICA 4 DINAMICA

$$F_{\text{min.}} = 2,12$$

