



COMUNE DI CASTIGLIONE DEI PEPOLI

DELIBERAZIONE

N. 67

COPIA

VERBALE DI DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA COMUNALE

Oggetto: INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA DEI VERSANTI PRESENTI A MONTE DELLA STRADA COMUNALE CASTAGNETI DA FENOMENI FRANOSI E DI CADUTA MASSI - APPROVAZIONE PROGETTO-PERIZIA DI SPESA.

Addì **VENTIQUATTO GIUGNO DUEMILAQUINDICI**, alle ore **14:30**, nella sala di Giunta.

Previa l'osservanza di tutte le formalità prescritte dalla vigente legislazione, vennero oggi convocati i componenti la Giunta Comunale.

All'appello risultano:

1) Fabbri Maurizio	- SINDACO	Presente
2) Aureli Daniela Enrica	- VICE-SINDACO	Presente
3) Mazzoni Davide	- ASSESSORE	Assente
4) Roccheforti Elena	- ASSESSORE	Assente
5) Tarabusi Tommaso	- ASSESSORE	Presente

Assiste il **Segretario Comunale Dott.ssa Brizzi Clementina**, il quale provvede alla redazione del presente verbale.

Essendo legale il numero degli intervenuti, il **Dott. Fabbri Maurizio, Sindaco**, assume la Presidenza e dichiara aperta la seduta per la trattazione dell'oggetto sopra indicato.

Copia trasmessa per competenza

- Area Economico Finanziaria
Tributi/Personale

- Area Sicurezza e Vigilanza

- Area Territorio e Sviluppo

- Segretario Comunale

- Area Servizi Generali, Servizi Sociali e alla Persona

- Sindaco

- Area Servizi Demografici, Elettorale e Scolastici

- Assessore _____

- _____

OGGETTO:

INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA DEI VERSANTI PRESENTI A MONTE DELLA STRADA COMUNALE CASTAGNETI DA FENOMENI FRANOSI E DI CADUTA MASSI - APPROVAZIONE PROGETTO-PERIZIA DI SPESA.

LA GIUNTA MUNICIPALE

Premesso Che:

- il dissesto verificatosi nella notte tra il 09 e il 10 marzo 2014, il 17/11/2014 ha avuto un'evoluzione che, a causa delle forti precipitazioni avvenute nelle quarantotto ore precedenti, hanno portato alla chiusura al transito della viabilità denominata Via Castagneti, con ordinanza del Sindaco n. 141/2014, al fine di garantire la pubblica incolumità.
- A seguito di tale ordinanza la località Castagneti, che è raggiungibile solo dalla suddetta strada pubblica, è rimasta isolata e i suoi 20 abitanti stanno utilizzando un passaggio interno a proprietà private per raggiungere la sottostante viabilità provinciale S.P. 62;
- in data 24/02/2015 prot. 2146, è stato richiesto un contributo di € 95.000,00, ai sensi dell'art. 10 L.R. 1/2005, per la esecuzione dei lavori di messa in sicurezza della viabilità pubblica;

Considerato Che:

- il Consorzio della Bonifica Renana, codice fiscale 91313990375, con sede in Via S. Stefano 56, Bologna, ente di diritto pubblico ai sensi dell'art. 12 della L.R. Emilia-Romagna 2 agosto 1984, n. 42, e dell'art. 59 del R.D. 13 febbraio 1933, n. 215, svolge compiti di progettazione, costruzione, esercizio, sorveglianza e manutenzione di opere, impianti e infrastrutture finalizzati alla difesa del suolo, allo sviluppo equilibrato del territorio e alla tutela e valorizzazione delle risorse ambientali, con particolare riferimento a quelle idriche;
- gli articoli 30 e 34 del D.Lgs. 18 agosto 2000, n. 267, coordinati sia con l'art. 15 della Legge 7 agosto 1990, n. 241, e successive modificazioni e integrazioni, sia con l'art. 75, del D.lgs. 3 aprile 2006, n. 152, prevedono la possibilità di realizzare accordi di programma e convenzioni tra Enti locali ed altri soggetti pubblici per l'attuazione di opere e interventi che richiedono l'azione integrata e coordinata degli Enti pubblici interessati;
- l'Agenzia di Protezione Civile della Regione Emilia Romagna con nota in data 05/03/2015 prot. n. 3091 dava atto delle criticità presenti in via Castagneti e via Sparvo;
- i costi degli interventi sono stati stimati dal Comune di Castiglione dei Pepoli (BO) rispettivamente in € 55.000,00 ed € 95.000,00;
- l'Agenzia di Protezione Civile della Regione Emilia Romagna con la stessa nota prot. 3091/2015 ha assicurato al Comune un contributo finanziario massimo di € 80.000,00 finalizzato unicamente alla realizzazione degli interventi di somma urgenza ed in particolare quelli di ripristino delle strutture portanti e a protezione del corpo stradale e quelle strettamente necessarie al transito veicolare;
- il Comune ha richiesto al Consorzio una collaborazione istituzionale finalizzata alla realizzazione degli interventi di somma urgenza ed altre opere accessorie;
- ai sensi di quanto previsto dall'art. 3 della L.R. 7/2012 il Consorzio è tenuto ad utilizzare l'introito della contribuzione montana per la progettazione e realizzazione di interventi di bonifica nel comprensorio montano a beneficio del presidio idrogeologico fatto salvo quanto necessario per il generale funzionamento del Consorzio.

- con propria deliberazione n. 43 del 22/04/2015 è stato approvato lo schema di convenzione per l'affidamento al Consorzio della Bonifica Renana della progettazione, direzione lavori e gestione degli appalti con funzioni di stazione appaltante;

Preso Atto Che:

- Per quanto riguarda l'intervento per la messa in sicurezza dei versanti presenti a monte della strada comunale castagneti da fenomeni franosi e di caduta massi, essendo l'intervento quantificato in complessivi € 55.000,00, il Consorzio della Bonifica Renana ha eseguito la progettazione e gestirà l'appalto e la esecuzione dei lavori;
- il progetto redatto dal Consorzio della Bonifica Renana il progetto definitivo-esecutivo e relativa "perizia di spesa", di cui alla Relazione Tecnica allegata alla presente deliberazione come parte integrante e sostanziale;
- il progetto definitivo-esecutivo di cui trattasi comporta una spesa di complessivi €. 55.000,00, per gli interventi urgenti di cui sopra;
- l'intervento suddetto risulta pertanto finanziato dalla Regione Emilia Romagna – agenzia di protezione civile, ai sensi dell'art. 10 della Legge Regionale n. 1/2005, per € 55.000,00 (quota parte di € 80.000,00 di cui alla comunicazione in data 26/03/2014 prot. 4501), allegata alla presente deliberazione;
- che il Consorzio della Bonifica Renana ha redatto il verbale di somma urgenza in data 07/05/2015 e il progetto definitivo-esecutivo relativi all'intervento in oggetto;
- i lavori, di cui al Progetto, sono stati concordati con l'Amministrazione Comunale e meglio definiti, per gli aspetti tecnici, con l'Ufficio Tecnico Comunale;

Considerato che:

- il progetto presentato riporta il seguente quadro economico:

LAVORI A BASE D'ASTA		€
43'481,96		
Oneri per la sicurezza	€	1.600,01
I.V.A. 22% sui lavori e sugli oneri per la sicurezza	€	<u>9'918,03</u>
IMPORTO TOTALE DELL'OPERA		€
<u>55.000,00</u>		

- che l'opera è finanziata con fondi della Regione Emilia Romagna – agenzia di protezione civile, ai sensi dell'art. 10 della Legge Regionale n. 1/2005, per € 55,000,00 (quota parte di € 80.000,00 di cui alla comunicazione in data 26/03/2014 prot. 4501), che erogherà al Comune a seguito di rendicontazione finale; a sua volta il Comune provvederà a "girarli" al Consorzio della Bonifica Renana secondo quanto stabilito nella convenzione sopracitata;

Ritenuto di dover, quindi, approvare il verbale di somma urgenza e il progetto definitivo-esecutivo relativo all'INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA DEI VERSANTI PRESENTI A MONTE DELLA STRADA COMUNALE CASTAGNETI DA FENOMENI FRANOSI E DI CADUTA MASSI, di importo complessivo pari a € 55.000,00;

Visto il T.U., come da D. Leg.vo n. 267/2000;

Visto lo Statuto Comunale;

Acquisiti, in base all'art. 49, 1° comma, del Decreto Leg.vo 18.08.2000, n. 267, i pareri come riportati nell'allegato sub lett. A) che è parte integrante e sostanziale della presente deliberazione;

Visto, altresì, il parere del Segretario Generale in ordine alla conformità dell'azione amministrativa alle norme legislative, statutarie e regolamentari, ai sensi dell'art. 97 c. 2 del DLgs. n. 267/2000;

Con Voti Unanimi resi nei modi di legge;

DELIBERA

1. **Di Approvare** , per i motivi di cui in premessa, il progetto definitivo-esecutivo e verbale di somma urgenza relativi all'INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA DEI VERSANTI PRESENTI A MONTE DELLA STRADA COMUNALE CASTAGNETI DA FENOMENI FRANOSI E DI CADUTA MASSI, di importo complessivo pari a € 55.000,00; così come redatti dal Consorzio della Bonifica Renana e conservato – giusta relativa documentazione – agli atti;
2. **Di Dare Atto:**
 - che l'opera oggetto della presente approvazione è finanziata con fondi della Regione Emilia Romagna – agenzia di protezione civile, ai sensi dell'art. 10 della Legge Regionale n. 1/2005, per € 55,000,00 (quota parte di € 80.000,00 di cui alla comunicazione in data 26/03/2014 prot. 4501), che erogherà al Comune a seguito di rendicontazione finale; a sua volta il Comune provvederà a “girarli” al Consorzio della Bonifica Renana secondo quanto stabilito nella convenzione sopracitata;
 - che il Consorzio della Bonifica Renana, provvederà alla gestione degli appalti ed esecuzione dei lavori stessi secondo quanto stabilito nella convenzione sopracitata;
 - che le somme suddette sono previste nel bilancio di previsione anno 2015 nei seguenti capitoli:

PARTE ENTRATA:

Cap.	Art.	anno	descrizione	Importo
2884	0	2015	CONTRIBUTO DELLA REGIONE PER PRONTO INTERVENTI	80.000,00

PARTE USCITA:

Cap.	Art.	anno	descrizione	Importo
10406	0	2015	TRASFERIMENTO A CONSORZIO BONIFICA RENANA PER INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO E VIABILITA'	80.000,00

3. **Di Mandare copia della presente:**
 - a) all'Area Territorio e Sviluppo, competente per materia, il cui responsabile è nominato responsabile unico del procedimento e dovrà provvedere agli atti tecnico-amministrativi conseguenti;
 - b) all'ufficio finanziario per l'approntamento degli atti contabili relativi all'impegno di spesa che, nella fattispecie, ha luogo a mente dell'art. 183 del D. Lgs.vo n. 267/2000 e sue modifiche, con imputazione ai relativi capitoli di bilancio;
 - c) al Consorzio della Bonifica Renana con sede in Via S. Stefano 56, Bologna;
4. **Di Dichiarare** il presente atto IMMEDIATAMENTE ESEGUIBILE a mente dell'art. 134, 4° comma, del D. Leg.vo n. 267/2000.

COMUNE DI CASTIGLIONE DEI PEPOLI

PROVINCIA DI BOLOGNA

**Intervento per la messa in sicurezza dei versanti
presenti a monte della strada comunale
Castagneti da fenomeni franosi e di caduta
massi**

Bologna 20/04/2015

SOMMARIO

1. Premessa	4
2. Introduzione	5
3. Inquadramento geologico	6
4. Caratterizzazione sismica dell'area	7
5. Dimensionamento intervento di soil nailing	11
5.1. Dati d'ingresso	16
5.2. Risultati	16
5.3. Lunghezza degli ancoraggi	18
6. Dimensionamento della barriera paramassi	24
6.1. Il software utilizzato	25
6.2. Dati di input	25
6.3. Considerazioni generali sui risultati	27
6.4. Risultati specifici dell'analisi	28
7. Conclusioni	31
8. Indicazioni progettuali per la barriera paramassi	32
9. Bibliografia	33

1. Premessa

Nell'ambito della realizzazione di interventi di difesa del suolo nel comprensorio montano della Bonifica Renana a seguito della comunicazione pervenuta dal Comune di Castiglione dei Pepoli, con note prot. n. 16557 del 17/03/2014 e prot. 2146 del 24/02/2015, circa la riattivazione di movimenti franosi ai danni della strada comunale di via Castagneti e della successiva nota con la quale l'Agenzia di Protezione Civile della Regione Emilia Romagna dava atto delle criticità presenti il Consorzio della Bonifica Renana si è reso disponibile a cofinanziare, progettare e seguire la realizzazione del consolidamento della strada in oggetto.

La presente relazione illustra il progetto esecutivo come autorizzato.

La presente relazione tratta gli interventi per la messa in sicurezza della strada comunale Castagneti da fenomeni di instabilità dei versanti presenti a monte dell'infrastruttura stessa.

Sulla base dell'assetto geologico e geomorfologico dell'area, sono stati individuati i seguenti interventi; il primo consiste in un consolidamento diffuso in parete con l'impiego di rete in acciaio ad alta resistenza, corredata da ancoraggi in barre d'acciaio, di cui verrà esposto il dimensionamento; mentre il secondo riguarda l'installazione, nella parte bassa del versante, di una barriera paramassi.

Nelle seguenti immagini si localizza il Comune di Castiglione dei Pepoli.

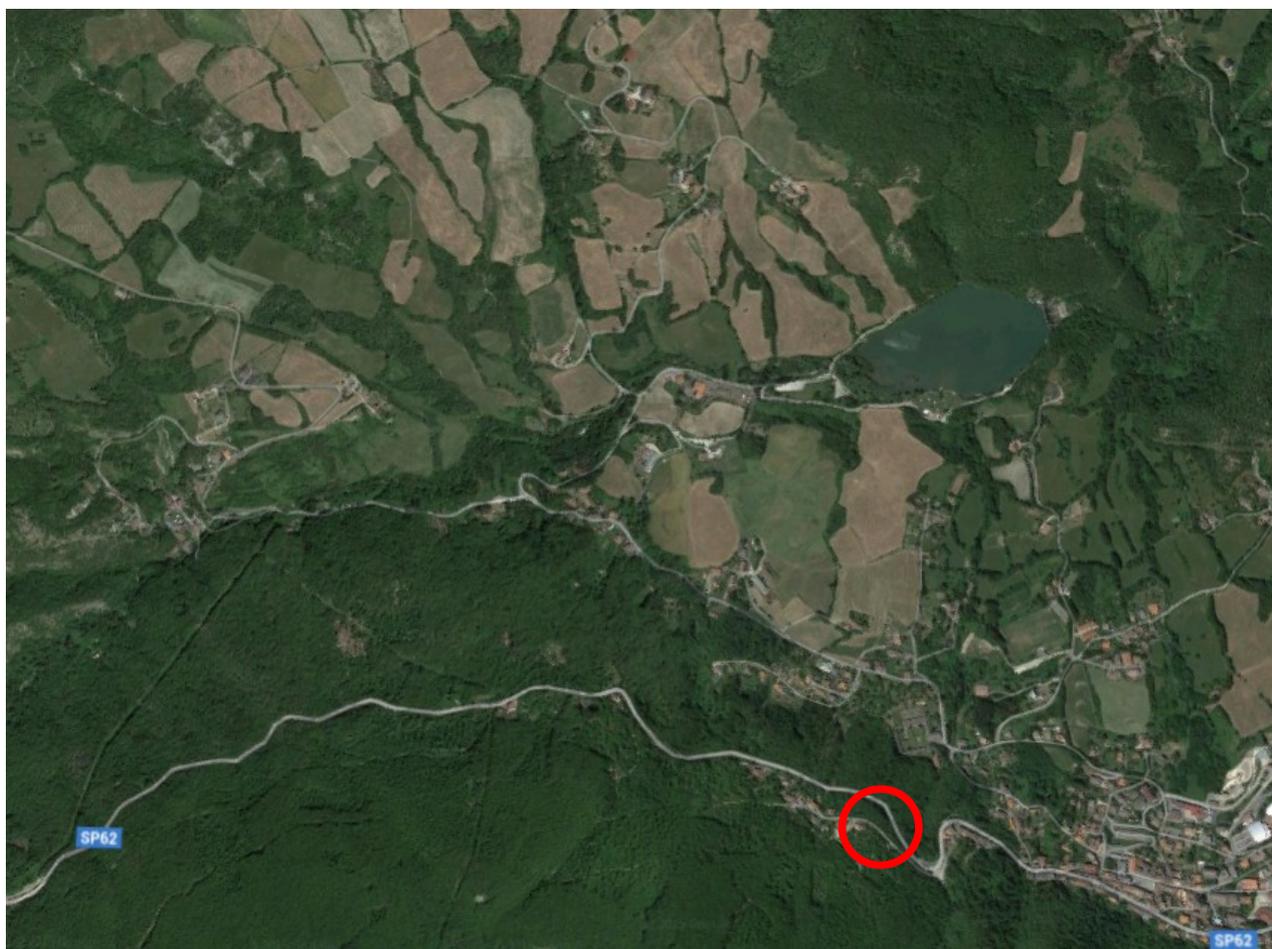


Figura 1. Localizzazione del comune di Castiglione dei Pepoli.

Di seguito si riporta una fotografia dello stato di fatto del versante. Si nota la presenza di un muro a gabbioni posto a difesa della strada; gli interventi descritti nella relazione si collocano a monte dei gabbioni.



Figura 2. Ingrandimento dell'area in esame.

2. Introduzione

A seguito dei sopralluoghi svolti e delle conoscenze geologiche pregresse relative alla pertinenza delle aree studiate, è apparsa la criticità della zona con la presenza di un versante in roccia, costituito da una copertura detritica potenzialmente instabile. Considerato il versante in esame, l'orientamento che anima la scelta progettuale è quello di un consolidamento diffuso e di un inserimento di una barriera paramassi appena sopra il muro in gabbioni.

Per quanto attiene al consolidamento superficiale di versanti, sono largamente adottate soluzioni che impiegano reti in acciaio. Gli interventi ritenuti maggiormente significativi per la soluzione delle problematiche esposte sono riconducibili alla realizzazione di pannelli di rete a trefolo, pannelli di rete a semplice torsione, rotoli di rete a semplice torsione, rotoli di rete a doppia torsione.

Per il versante in esame è stato individuato un sistema di consolidamento attivo che adotta una rete in filo di acciaio temprato ad alta resistenza, ancoraggi in barra con relative speciali piastre di ripartizione, nonché dispositivi di giunzione specificamente studiati per il sistema.

Senza entrare in questa nota nel merito delle differenze van sin da subito chiariti i criteri che hanno animato la scelta tra le varie proposte:

- possibilità di un effettivo dimensionamento del sistema che adotti le più recenti indicazioni in tema (Eurocodici);
- idoneità del sistema al trattamento di versanti caratterizzati da litotipi teneri;
- rapidità di installazione;
- impatto ambientale a breve termine (paesaggistico) e a lungo termine (durata e efficienza nel tempo);
- performances in esercizio (resistenza a trazione e al punzonamento).

Conseguentemente a tali criteri il sistema è stato considerato come il più soddisfacente, anche in rapporto ai costi a breve e lungo termine per la pubblica amministrazione.

Per quanto riguarda invece il dimensionamento della barriera paramassi lo studio ha comportato l'analisi della parete evidenziando gli stati di pericolo, ma anche l'analisi traiettografica di caduta massi lungo la sezione maggiormente rappresentativa, riportata successivamente, al fine di valutare con quali potenzialità le infrastrutture sono interessate dall'espandimento delle traiettorie di caduta, e di porre rimedio con la posa in opera di strutture di protezione passiva (barriere paramassi) di cui si dà conto nella presente relazione.

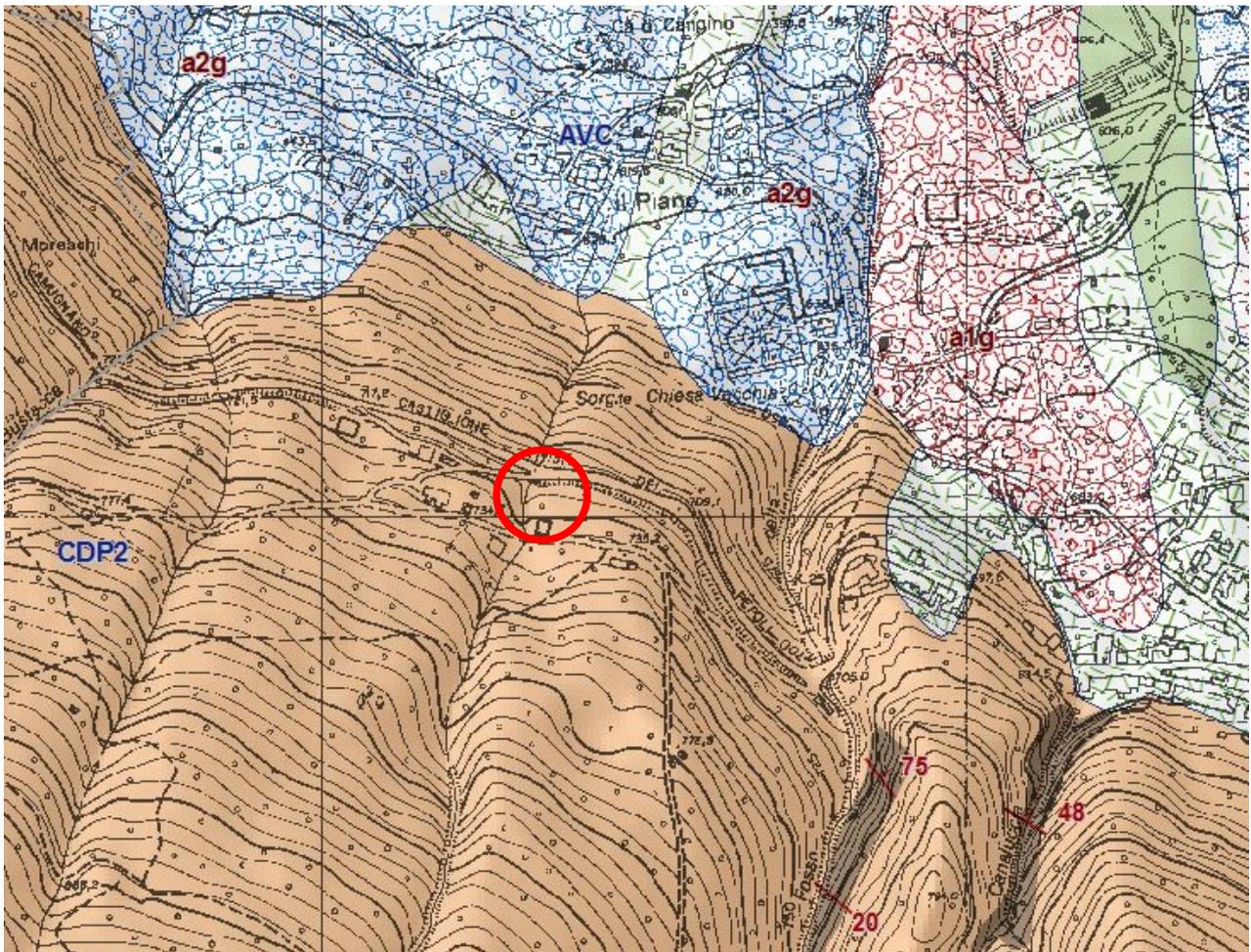
L'intervento che viene descritto riguarda l'installazione di una barriera le cui caratteristiche in termini di energia di assorbimento e altezze verranno definite nelle analisi riportate nei successivi paragrafi.

I riferimenti normativi per il calcolo e la verifica della barriera paramassi sono i seguenti:

- D.M. 14 gennaio 2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008, in vigore dal 1 luglio 2009.
- Circolare Ministero Infrastrutture n.617 del 2 febbraio 2009 – Istruzioni tecniche in ordine alla applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006, All. 1b - Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.
- EOTA – ETAG 027 - Rockfall Protection Kits Guideline, Bruxelles 1 febbraio 2008.
- BAFU – Direttive per l'omologazione delle barriere flessibili a rete, Berna giugno 2001, giugno 2006.
- Eurocode 8 (Design of structures for earthquake resistance)
- Norma UNI11211-4 del 26 gennaio 2012 relativamente alla "Progettazione esecutiva di opera di difesa dalla caduta massi".

3. Inquadramento geologico

L'area in esame affiora sulla formazione di Castiglione dei Pepoli, definita dalla legenda della cartografia del servizio geologico Regionale: "Formazione di Castiglione dei Pepoli - membro arenaceo-pelitico CDP2 - Formazione di Castiglione dei Pepoli - membro arenaceo-pelitico B1p - Rocce costituite da alternanze tre livelli lapidei e livelli pelitici Ammassi rocciosi strutturalmente ordinati costituiti da alternanze tra livelli lapidei (Es: arenarie cementate, calcareniti, calcilutiti ecc.) e livelli pelitici con rapporto tra livelli lapidei e livelli pelitici $3 > L/P > 1/3$.



per la formazione in oggetto, sulla base dei dati bibliografici disponibili sono stati proposti e seguenti parametri meccanici delle terre:

$\gamma' 1.8 \text{ t/mc}$
 $\phi' 24/28^\circ$
 $c' 5 - 10 \text{ Kpa}$

La formazione geologica di copertura è altamente eterogenea anche valori puntuali dei parametri meccanici sono poco significativi a causa della variabilità del substrato, si ritiene opportuno indicare dei parametri meccanici cautelativi che possano meglio esprimere il comportamento della formazione in oggetto.

Il sito risulta essere altamente eterogeneo con la presenza di materiale lapideo anche di notevoli dimensioni e di una coltre di terreno che rappresenta la parte da consolidare tramite intervento diffuso sul versante. I volumi rocciosi invece dovranno essere rimossi, laddove possibile, e messi in sicurezza con l'installazione della barriera paramassi che verrà dimensionata in seguito.

A seguito dei sopralluoghi effettuati è stato possibile desumere le volumetrie dei massi potenzialmente instabili. Si è stimato che i massi rocciosi presenti sul versante possano avere volumetrie massime intorno ai 3-4 m³. Di seguito si riporta una fotografia con alcuni massi presenti sul versante.



Figura 3. Esempio di grossi volumi rocciosi presenti sul versante.

Mentre per il terreno di copertura, si possono considerare i seguenti valori dei parametri geotecnici (presi da letteratura):

Tipo di terreno:	Elementi lapidei in matrice limosa		
Spessore t instabile [m]	1.5	Peso volume [kN/m ³]	18,5
Dislivello H del pendio [m]	10 m	Angolo d'attrito [°]	24 - 28
Coesione c [kPa]	5-10	Inclinazione del versante α [°]	50

Tabella 1. Caratterizzazione geotecnica del terreno affiorante

Per quanto riguarda l'intervento diffuso in parete le analisi di stabilità vengono condotte soltanto sulle possibili instabilità all'interno dello strato superficiale di materiale, così come si sono verificate in passato, si studia quindi la stabilità di uno strato di terreno con spessore pari a 1,5 m. Il sistema individuato come il più adatto per la messa in sicurezza permette il consolidamento di instabilità superficiali ma non di meccanismi di rottura profondi.

4. Caratterizzazione sismica dell'area

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica di progetto può essere verificata con metodi semplificati di tipo pseudo-statico, salvo nei casi in cui la superficie topografica ed il profilo stratigrafico

presenti irregolarità molto marcate. (Ordinanza PCM n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica").

L'analisi viene effettuata in condizioni pseudo-statiche, imponendo un sistema di forze inerziali F_H e F_V sul baricentro del corpo analizzato secondo il meccanismo di instabilità studiato. Le direzioni delle forze pseudo statiche sono tali da massimizzare la componente di forza instabilizzante. La forza pseudostatica F_H viene calcolata come:

$$F_H = \pm \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g \cdot W$$

Dove:

β_s è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, i cui valori dipendono dalla categoria del suolo e dall'accelerazione massima al sito;

S_s è il fattore di amplificazione per effetto della stratigrafia;

S_T è il fattore di amplificazione per effetto della topografia;

a_g è l'accelerazione di picco su roccia affiorante in assenza di effetti topografici (espressa come una parte dell'accelerazione di gravità g);

W è il peso della massa stessa;

La forza pseudostatica F_V è calcolata come:

$$F_V = \pm 0,5 F_H$$

Essendo F_V la risultante verticale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile. In particolare le forze verticali vengono automaticamente scelte in modo tale che la direzione (verso l'alto o verso il basso) sia tale da produrre il minimo fattore di sicurezza; le forze orizzontali sono ovviamente sempre rivolte verso valle.

Le forze pseudostatiche F_H e F_V vengono anche espresse nel modo seguente:

$$F_H = k_H \cdot W$$

$$F_V = k_V \cdot W$$

Dove k_H e k_V sono i coefficienti di spinta sismica in direzione orizzontale.

Gli stati di verifica d'accordo alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) e i tempi di ritorno cui essi fanno riferimento sono illustrati in Figura 4.

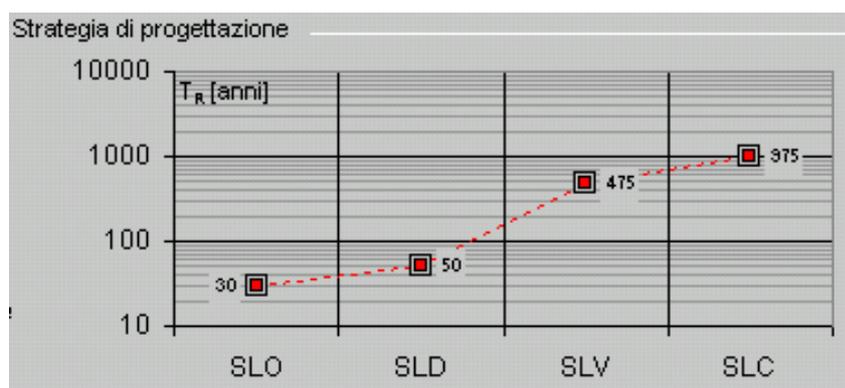


Figura 4. Stati di verifica sismica.

I valori del parametro a_g preso dai valori di pericolosità sismica del territorio nazionale sono forniti nel seguito (vedi Tabella 2):

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,062	2,462	0,256
Danno (SLD)	50	0,078	2,448	0,265
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,190	2,414	0,292
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,240	2,419	0,301
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Tabella 2. Valori dei parametri a_g per i periodi di ritorno T_R di riferimento.

Nel caso in esame, il valore di accelerazione orizzontale di picco su strato roccioso affiorante per un periodo di ritorno di 475 anni (SLV) è pari a 0,190 g.

In base all'esperienza maturata in loco si considera la presenza di una categoria di sottosuolo B, ossia, rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Nel caso specifico, viste le caratteristiche morfologiche dell'area, è possibile inserire il sito nella categoria topografica T2, ossia pendii con inclinazione media $> 15^\circ$. Il fattore di amplificazione S_T è pari a 1,2 per la categoria T2.

Valutando che gli interventi di progetto riguardano opere ordinarie, con vita nominale di almeno 50 anni e classe d'uso di tipo II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali) si ottengono i seguenti parametri sismici:

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno
 Stabilità dei pendii e fondazioni
 Paratie

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

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,17"/>
Cc * Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1,44"/>	<input type="text" value="1,43"/>	<input type="text" value="1,41"/>	<input type="text" value="1,40"/>
St * Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,018	0,023	0,066	0,094
kv	0,009	0,011	0,033	0,047
Amax [m/s ²]	0,875	1,107	2,681	3,305
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

Figura 5. Coefficienti sismici secondo le Nuove Norme Tecniche per l'opera di consolidamento superficiale.

Tenendo conto delle condizioni locali del versante in esame e della normativa vigente, si ottiene un valore di k_H pari a 0.066 e un valore di k_V pari a 0.033.

In Figura 6 si presenta parte della carta di pericolosità sismica della Regione Emilia in termini di accelerazione massima del suolo (categoria sottosuolo A) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (SLV) (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>).

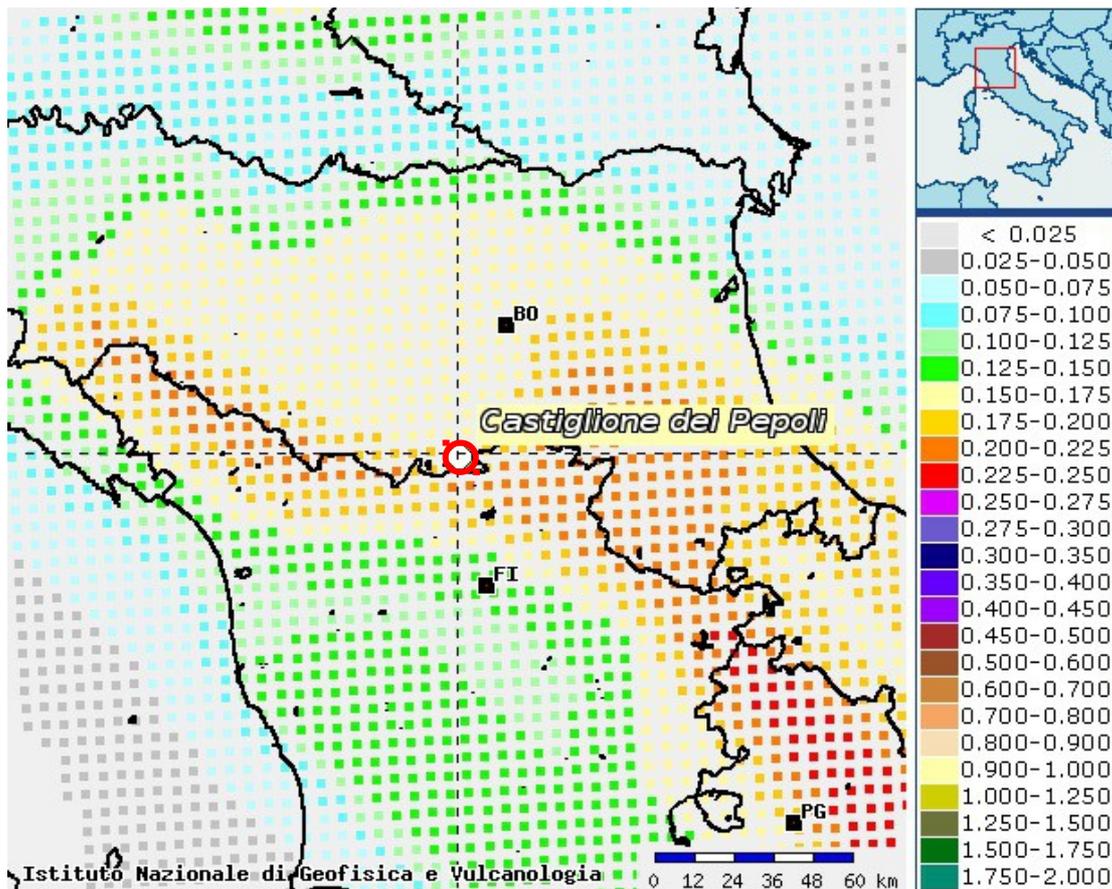


Figura 6. Carta di pericolosità sismica regione Emilia; il Comune di Castiglione dei Pepoli è cerchiato in rosso.

5. *Dimensionamento intervento di soil nailing*

Il seguente capitolo tratta il dimensionamento del sistema di messa in sicurezza tramite sistema attivo di tipo soil nailing. Le condizioni di carattere eminentemente geologico e geotecnico sono sufficientemente omogenee e di conseguenza per il dimensionamento dell'intervento di consolidamento è stato impiegato un sistema di calcolo che modella la scarpata analizzandone la stabilità superficiale (intesa come scorrimento probabile di uno strato di terreno, o roccia alterata, su un substrato ritenuto stabile) e la stabilità locale (intesa come contenimento delle porzioni dello strato superficiale comprese nel reticolo degli elementi di ancoraggio, normalmente barre in acciaio ad alta resistenza). I meccanismi di rottura suddetti sono graficamente illustrati Figura 7.

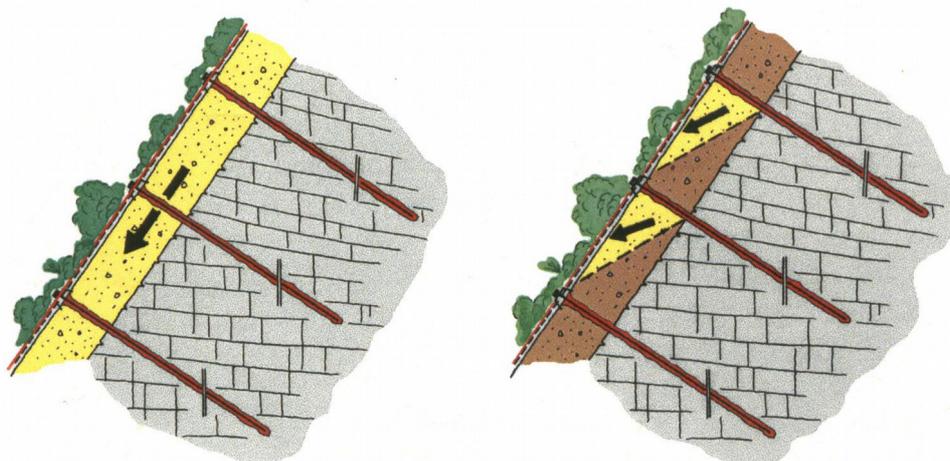


Figura 7. Meccanismi di rottura considerati per il dimensionamento

Il sistema utilizzato per il dimensionamento – concetto RUVOLUM® di Ruegger e Flum, è uno tra i pochi software esistenti in cui la stabilizzazione e/o il consolidamento di un versante, che avviene per mezzo di ancoraggi strutturali, attivi e passivi, tiene conto del contributo del rivestimento superficiale del versante stesso, ossia della rete in acciaio ad alta resistenza.

Chiaramente, affinché il contributo sia sensibile, il materiale che riveste il versante, avente la funzione di distribuire lateralmente i carichi e le sollecitazioni, deve essere di caratteristiche tali da poter essere apprezzabili, ovvero, in altre parole, avere una resistenza a trazione intrinseca elevata nelle due direzioni, ma anche una resistenza al punzonamento nota ed elevata.

La rete in acciaio, di diametro 3 mm, ha le seguenti caratteristiche:

- resistenza della rete allo sforzo di trazione parallelamente al versante, che per la rete è $Z_R = 30$ kN;
- resistenza della rete allo sforzo di pressione nella direzione dell'ancoraggio, che per la rete è $D_R = 180$ kN;
- resistenza della rete allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastra romboidale), che per la rete è $P_R = 90$ kN;

I valori di resistenza ottenuti da prove di laboratorio d'accordo all'Eurocodice sono definiti come valori caratteristici; i valori di progetto sono ottenuti applicando un fattore di sicurezza riduttivo (tipicamente uguale a 1.5).

I valori di resistenza sopra riportati nascono dalla sperimentazione in laboratorio del sistema e dei suoi singoli componenti; il programma ne tiene conto nella verifica che le sollecitazioni non superino le capacità del sistema stesso. Essi intervengono nel dimensionamento che opera nello spirito della verifica di quattro prove:

- 1) prova di stabilizzazione dello strato instabile per mezzo degli ancoraggi secondo l'interasse calcolato (metodo del pendio indefinito);

$$S_d \leq S_{Rred} / \gamma_{SR}$$

Dove:

- S_d è la forza di taglio calcolata in funzione di V_{di} (valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento dalla positiva influenza di V);
- S_{Rred} resistenza degli ancoraggi agli sforzi di taglio;
- γ_{SR} fattore di sicurezza per la resistenza al taglio degli ancoraggi.

- 2) prova di resistenza della rete contro lo scorrimento del terreno al di sopra delle piastre di ripartizione citate;

$$P_d \leq P_R / \gamma_{PR}$$

Dove:

- P_d è il massimo sforzo sulla rete per taglio in direzione parallela all'ancoraggio al bordo superiore della piastra;
- P_R è la resistenza della rete al taglio in direzione parallela all'ancoraggio al bordo superiore della piastra;
- γ_{PR} correzione per la resistenza della rete per taglio;

- 3) prova di resistenza della rete alla trasmissione del pre-carico dell'elemento di ancoraggio (normalmente mai superiore ai 30 kN);

$$Z_d \leq Z_R / \gamma_{ZR}$$

Dove:

- Z_d è la forza parallela al versante (in condizioni di equilibrio);
- Z_R la resistenza della rete agli sforzi di trazione paralleli al versante;
- γ_{ZR} il fattore di sicurezza alla trasmissione della forza Z ;

4) prova della rete rispetto al punzonamento

$$V_{dll} \leq D_R / \gamma_{DR}$$

Dove:

- V_{dll} è il valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento risultante dalla negativa influenza di V (forza di pre-tensionamento);
- D_R resistenza della rete agli sforzi di punzonamento in direzione dell'ancoraggio;
- γ_{DR} fattore di sicurezza per la resistenza al punzonamento.

5) prova della resistenza dell'ancoraggio sotto l'azione combinata di taglio (data dalla sollecitazione indotta dallo strato instabile) e trazione (data dal pre-carico dell'ancoraggio).

$$\left\{ \left[V_{dll} / \left(T_{Rred} / \gamma_{TR} \right) \right]^2 + \left[S_d / \left(S_{Rred} / \gamma_{SR} \right) \right]^2 \right\}^{0.5} \leq 1.0$$

$$\left\{ \left[P_d / \left(T_{Rred} / \gamma_{TR} \right) \right]^2 + \left[S_d / \left(S_{Rred} / \gamma_{SR} \right) \right]^2 \right\}^{0.5} \leq 1.0$$

Dove:

- V_{dll} è il valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento risultante dalla negativa influenza di V (forza di pre-tensionamento);
- T_{Rred} resistenza dell'ancoraggio agli sforzi di trazione;
- γ_{TR} fattore di sicurezza per la resistenza a trazione dell'ancoraggio;
- S_d forza di taglio calcolata in funzione di V_{dll} ;
- S_{Rred} resistenza dell'ancoraggio agli sforzi di taglio;
- γ_{SR} fattore di sicurezza per la resistenza al taglio dell'ancoraggio.

In abbinamento alla rete in acciaio, è stata studiata un'apposita piastra di ripartizione dei carichi trasferiti dagli ancoraggi alla rete e viceversa, in grado in sostanza di conferire, in abbinamento alla rete, in maniera omogenea i carichi con i quali gli ancoraggi sono serrati.

Il modello di calcolo applica l'Eurocodice 7 in tema di progettazione geotecnica, ossia introducendo Fattori di Sicurezza parziali, come meglio specificato in seguito, e dunque tiene conto di:

1. inclinazione del versante
2. spessore dello strato instabile
3. angolo di attrito caratteristico del terreno
4. coesione caratteristica del terreno
5. peso di volume caratteristico del terreno

Alle voci 3, 4 e 5 può essere applicato, in accordo all'Eurocodice 7, un Fattore di Sicurezza parziale ($F_\phi=1.25$ applicato alla tangente dell'angolo, $F_c=1.25$ $F_\gamma=1.0$) che ne riduce il valore dell'angolo d'attrito ϕ' e della coesione c' , mentre mantiene inalterato il peso di volume γ , rispettivamente. Un ulteriore Fattore di Sicurezza parziale ($F_{mod}=1.10$) viene applicato in caso per limitare l'aleatorietà delle assunzioni.

Il lavorare con dei coefficienti di sicurezza parziali equivale all'impiego di un fattore di sicurezza globale che è maggiore a quello considerato nelle vecchie normative ($F_s = 1.3$), ma comunque in termini pratici vuol dire che la condizione di stabilità del versante è soddisfatta perché lontano dalla rottura. Da ciò si evince come il modello lavori in condizioni normalmente conservative.

Il programma permette poi di scegliere quale elemento di ancoraggio e consolidamento profondo sia ritenuto adatto al caso in esame; in particolare si deve individuare la tipologia, l'eventuale pre-tensione

dell'elemento, l'angolo di applicazione del carico rispetto all'orizzontale e può essere imposto un decadimento delle proprietà meccaniche dell'acciaio a seguito di corrosione che può avvenire se la cementazione dell'armatura del foro non viene eseguita in maniera corretta. In accordo alle RECOMMENDATIONS CLOUTERRE 1991 (francesi), il degrado per ossidazione porta l'acciaio in barre immerso in terreni aggressivi a perdere, dopo 100 anni, 4 mm di diametro.

Calcolo della stabilità parallela al versante:

Considerando l'equilibrio nella direzione x (vedi Figura 8), si ricava l'azione di taglio agente sull'ancoraggio come:

$$S = G \cdot \sin \alpha - V \cdot \cos(\psi + \alpha) - \frac{c \cdot A + [G \cdot \cos \alpha + V \cdot \sin(\psi + \alpha)] \cdot \tan \phi'}{\gamma_{\text{mod}}}$$

Dove:

G è il peso del corpo in giallo della figura sottostante

V è il precarico dell'ancoraggio dovuto alla pretensione dello stesso

ψ è l'inclinazione degli ancoraggi rispetto all'orizzontale

γ_{mod} è un fattore di riduzione che tiene conto delle incertezze del modello di calcolo.

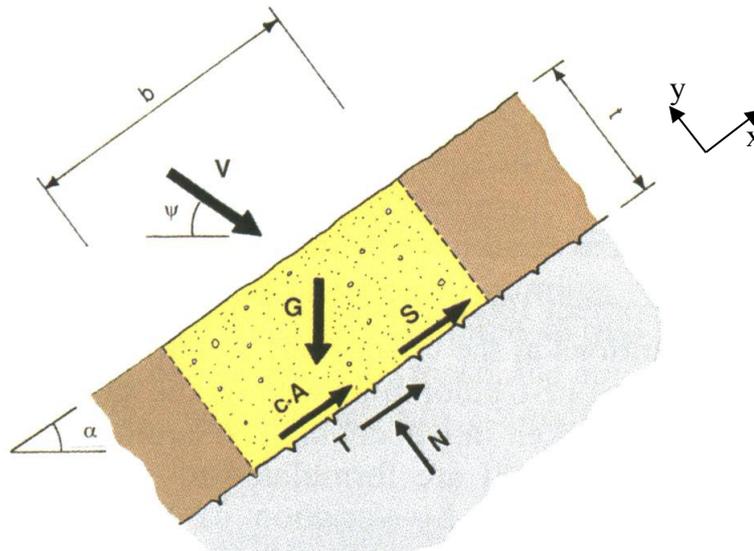


Figura 8. Azione di taglio S sull'ancoraggio (meccanismo di rottura globale).

Calcolo della stabilità locale (meccanismi di rottura tra gli ancoraggi):

Sono assunti 2 tipi di meccanismi locali di rottura (vedi Figura 9). A sinistra s'ipotizza un meccanismo di rottura che coinvolge un singolo corpo instabile che scivola su una discontinuità avente un'inclinazione β sull'orizzontale. A destra s'ipotizza un meccanismo di rottura locale che coinvolge 2 corpi, dove il corpo I spinge sul corpo II.

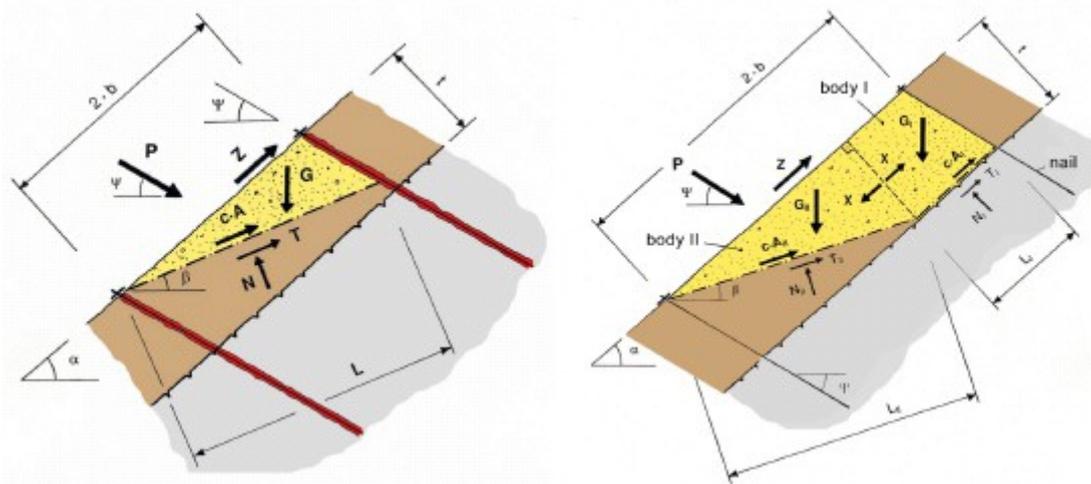


Figura 9. Meccanismi di rottura locale.

In Figura 10 si osserva una vista di fronte del corpo instabile tra gli ancoraggi, e la presenza del cono di pressione (zona stabile). L'angolo δ diminuisce con la consistenza del terreno o roccia.

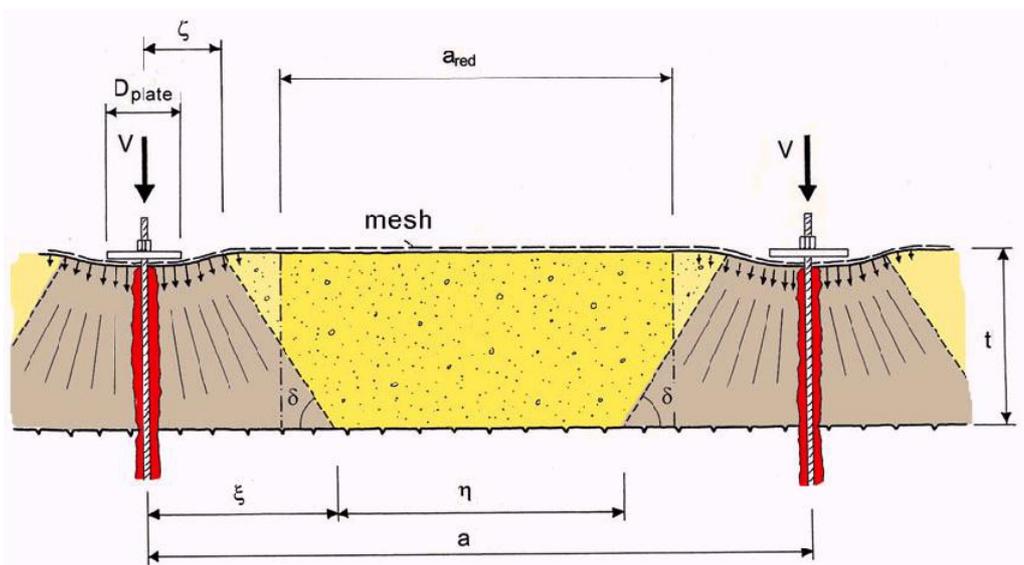


Figura 10. Sezione trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi; cono di pressione attivo.

La forza stabilizzante P per il meccanismo instabile mostrato a sinistra in Figura 8 è calcolata come:

$$P_1 = \frac{G \cdot \sin \alpha - c \cdot A - G \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi' - Z \cdot [\cos(\alpha - \beta) + \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan \varphi']}{\sin(\psi + \beta) \cdot \tan \varphi' + \cos(\psi + \beta)}$$

Dove:

Z è la forza trasmessa dalla rete sull'ancoraggio di monte

Invece la forza stabilizzante P per il meccanismo instabile mostrato a destra sempre in Figura 9 è calcolata come:

$$P_2 = \frac{G_{II} \cdot [\gamma_{\text{mod}} \cdot \sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \varphi'] + (X - Z) \cdot [\cos(\alpha - \beta) + \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan \varphi'] - c' \cdot A_{II}}{\sin(\psi + \beta) \cdot \tan \varphi' + \cos(\psi + \beta) \cdot \gamma_{\text{mod}}}$$

Dove:

X è la forza di contatto del corpo I sul corpo II, calcolata come:

$$X = 1/\gamma_{\text{mod}} \cdot \left[G_I \cdot \left(\gamma_{\text{mod}} \cdot \sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \varphi' \right) - c' \cdot A_I \right]$$

Il programma di calcolo utilizzato fa variare l'inclinazione β della discontinuità in modo di trovare la forza stabilizzante massima. In altre parole il programma ricava la profondità della coltre superficiale, tale per cui si ha la massima richiesta di stabilizzazione del sistema di consolidamento, ovvero la profondità critica.

5.1. Dati d'ingresso

Nel seguito si illustrano i dati di input per l'analisi della soluzione relativamente al consolidamento superficiale:

Scenario	Sp. Inst.	Inclin. Vers.	ϕ_k	c_k	γ	γ_ϕ	γ_c	γ_γ	γ_{mod}	Inclin. Ancor.
[-]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kN/m ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]
1	1.5	50	26	5	19	1,25	1,25	1,00	1,10	25

Tabella 3. Riassunto dei dati di input per il dimensionamento in esame.

Per maggiore chiarezza della tabella riguardante lo scenario, a completamento di quanto citato nel paragrafo precedente rispetto alla descrizione del metodo di dimensionamento, si precisa che:

- Lo spessore t instabile, cioè la profondità della coltre instabile/roccia fratturata viene valutata considerando uno spessore di 1,5 m. Come anticipato nell'inquadramento geotecnico non vengono considerati meccanismi di rottura profondi che, qualora presenti, non spettano alla presente relazione.
- Della coesione, di angolo di attrito e peso di volume i valori assunti sono quelli ricavati dalle analisi dei dati bibliografici disponibili; su tali valori operano i coefficienti riduttivi γ_ϕ , γ_c e γ_γ della tangente dell'angolo d'attrito, della coesione e del peso unitario, rispettivamente, in applicazione dell'Eurocodice 7.
- Gli ancoraggi ipotizzati sono del tipo Swiss GEWI con diametro pari a 40 mm. Essi sono stati ipotizzati ad azione passiva con un'inclinazione rispetto l'orizzontale di 25°, pur avendo attribuito un pre-carico di tensionamento pari a 30 kN (affinché non si abbia a disperdere parte della loro resistenza per la reazione al movimento incipiente).

5.2. Risultati

Per effetto delle considerazioni sopra espresse, in riferimento agli allegati tabulati ed allo schema sottostante (vedi Figura 11),

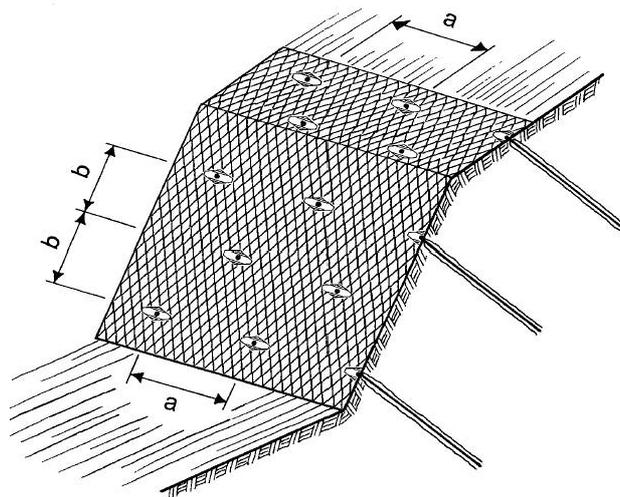


Figura 11. Rappresentazione schematica per l'interpretazione dei risultati.

si ottiene il seguente riepilogo degli interassi (a = orizzontale, b = verticale) tra ancoraggi e tipologia di ancoraggio:

Scenario	$a = H$	$b = V$	Ancoraggi
[-]	[m]	[m]	[-]
1	3.5	3.5	GEWI 40 mm

Tabella 4. Riepilogo degli interassi tra ancoraggi.

La rete individuata in fase progettuale, le cui prestazioni di elevata resistenza concorrono al dimensionamento, mobilita nel caso in esame la sua resistenza al taglio nella direzione parallela all'ancoraggio (90 kN) per spessori di meccanismi di rottura locale fino a 1,5 m. Per contro reti più deboli, giungerebbero a rottura per spessori di terreno instabile decisamente inferiori, con la conseguenza che per tali reti occorrerebbe, a parità di spessore instabile, realizzare un numero di ancoraggi molto più elevato, con evidente ricaduta negativa sull'aspetto economico del progetto.

Il meccanismo di rottura parallelo al versante è stabilizzato per mezzo di barre in acciaio, grazie alla loro resistenza al taglio e in minor grado al loro pretensionamento. Gli ancoraggi necessari per resistere le azioni combinate di taglio e trazione secondo il meccanismo di instabilità allo scorrimento parallelo al versante sono del tipo GEWI 40 mm.

Ulteriore variabile in seno agli ancoraggi è il decadimento meccanico legato alla corrosione per ossidazione, come anticipato in precedenza. Per gli scenari analizzati non viene considerata la corrosione; in pratica si ipotizza che gli ancoraggi vengano realizzati ad opera d'arte.

Degli ancoraggi ipotizzati sono riportati in seguito (vedi Tabella 5) le resistenze caratteristiche dichiarate dai produttori. I valori di progetto della resistenza a trazione e taglio secondo le Nuove Norme Tecniche risultano dalla applicazione di un fattore di riduzione pari a 1,25, il che a favore di sicurezza è stato approssimato a 1,3 per i calcoli sviluppati.

	Snervamento	Area	Res. trazione	Taglio	Res.taglio
	N/mm ²	mm ²	kN	N/mm ²	kN
GEWI 40 mm	500	1257	628	289	363

Tabella 5. Caratteristiche dell'ancoraggio necessario per la stabilizzazione del meccanismo di rottura parallelo al versante, valori caratteristici di resistenza.

Le condizioni di stabilità dei versanti sono ottenute per mezzo di quella coesione virtuale supplementare, ovvero l'incremento della resistenza al taglio, che il sistema (rete ad alta resistenza ed ancoraggi) è in grado di fornire all'interfaccia tra la coltre superficiale (alterata) e il substrato stabile, se la rete viene debitamente tensionata e "vincolata" agli ancoraggi strutturali.

Come citato in precedenza, il dimensionamento adotta un sistema di rivestimento delle superfici particolarmente innovativo, i cui punti essenziali sono riassumibili sia nell'elevata resistenza intrinseca del materiale costituente la rete superficiale (filo in acciaio da 1770 N/mm²), sia nelle elevate prestazioni in termini di resistenza alla trazione e nella resistenza al punzonamento, prestazioni che in ultima analisi permettono di trasferire le sollecitazioni lateralmente facendo collaborare più ancoraggi, senza giungere alla rottura.

Inoltre una delle peculiarità del sistema scelto per il consolidamento del versante è anche quello della durata nei confronti della corrosione: la protezione è garantita dalla galvanizzazione che abbina allo Zinco una percentuale significativa di Alluminio, tale da implementare sensibilmente la durata anche in ambienti aggressivi

In tutti i casi, per garantire la stabilità devono essere rispettate le seguenti condizioni di posa in opera:

1. vengano rispettate le modalità di posa della rete in acciaio suggerite dal produttore, ossia facendo aderire il più possibile la rete alla parete in maniera da esercitare una contropinta diffusa su tutto l'areale;
2. gli ancoraggi siano realizzati secondo una maglia più o meno regolare, e che siano realizzati ancoraggi supplementari per la stabilizzazione di porzioni di versante palesemente instabili, pericolose principalmente per gli operatori impegnati in parete;
3. gli ancoraggi siano mantenuti in posizione centrata rispetto al foro per mezzo di opportuni dispositivi centratori;
4. gli ancoraggi siano realizzati di profondità adeguata allo spessore ritenuto instabile, previo adeguato dimensionamento tenendo conto di:
 - carico massimo di esercizio per il sistema impiegato
 - condizioni geotecniche dei terreni attraversati
 - diametro di perforazione
5. la boiacca cementizia sia confezionata con additivi antiritiro, e sufficientemente fluida per intasare completamente il foro;
6. il pre-tensionamento degli ancoraggi sia effettuato con cura, per non eccedere mai i 30 kN previsti dal presente dimensionamento e a maturazione della boiacca avvenuta, previa la posa in opera delle piastre speciali in senso ortogonale alla maglia della rete in acciaio.

Il pregio della rete individuata è infatti di potere essere tensionata e dunque essere fatta aderire al versante in maniera molto precisa. A tale scopo, pertanto, sarà necessario individuare i punti di ancoraggio/perforazione nelle cavità o depressioni eventualmente realizzate, con scavo, allo scopo. Laddove questo non risultasse possibile pena il mancato rispetto della disposizione a quinconce degli ancoraggi e soprattutto degli interassi calcolati, il ricorso a elementi di fissaggio a secco quali picchetti sagomati a manico di ombrello, di profondità compatibile con la loro infissione, potrebbe essere indispensabile.

5.3. Lunghezza degli ancoraggi

Il calcolo è stato sviluppato in accordo con le nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 14.01.2008), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC). Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo, viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle nuove Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione.

Il carico massimo applicato F_D (valore di progetto) è il maggiore tra i seguenti casi:

Caso A

P_D : l'azione in direzione dell'ancoraggio necessaria per stabilizzare il meccanismo critico di instabilità locale (vedi Figura 12).

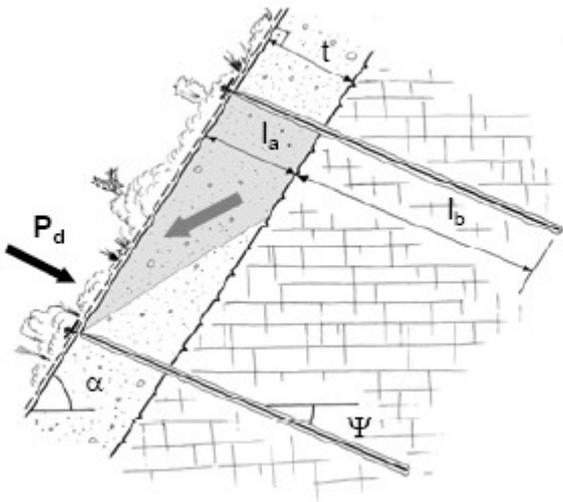


Figura 12. Caso A - verifica dell'ancoraggio soggetto al carico P_d .

Caso B

V_d : l'azione di tiro sull'ancoraggio che contribuisce alla stabilizzazione del meccanismo di rottura parallelo al versante (vedi Figura 13)

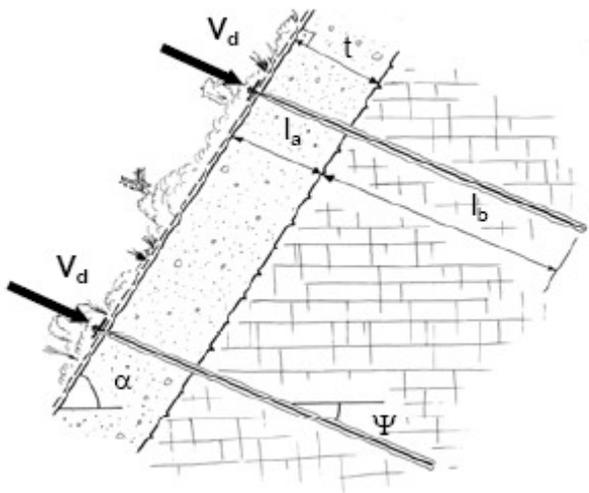


Figura 13. Caso B - verifica dell'ancoraggio soggetto al carico V_d .

Caso C

Z_D : la forza di trazione derivata dall'equilibrio, cioè il valore di taglio diviso la tangente dell'angolo d'attrito (vedi Figura 14)

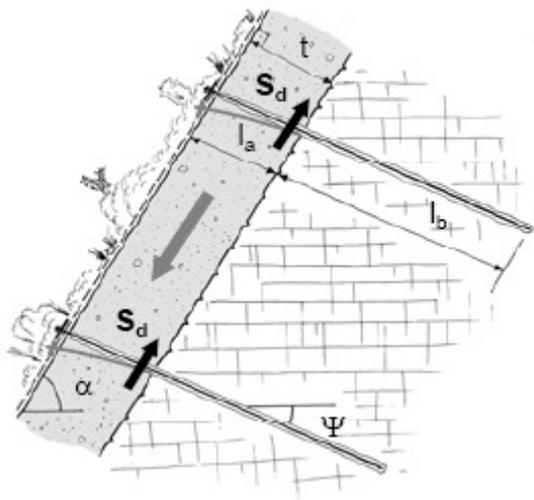


Figura 14. Caso C - verifica dell'ancoraggio soggetto al carico Z_d .

Il valore di Z_D deriva dall'azione di taglio S_D (ricavato dai risultati del software di calcolo Ruvolum) e viene calcolato con la seguente formula:

$$Z_{d1} \cdot \tan \phi_d = S_d$$

Per il caso in esame si ricava quindi che l'azione dimensionante (F_D) deriva dal caso C e risulta essere pari a 367 kN.

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi (vedi Figura 15): della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta-terreno; le prime due faranno riferimento agli eurocodici strutturali (EC2), l'ultima a quello che si occupa della progettazione geotecnica (EC7).

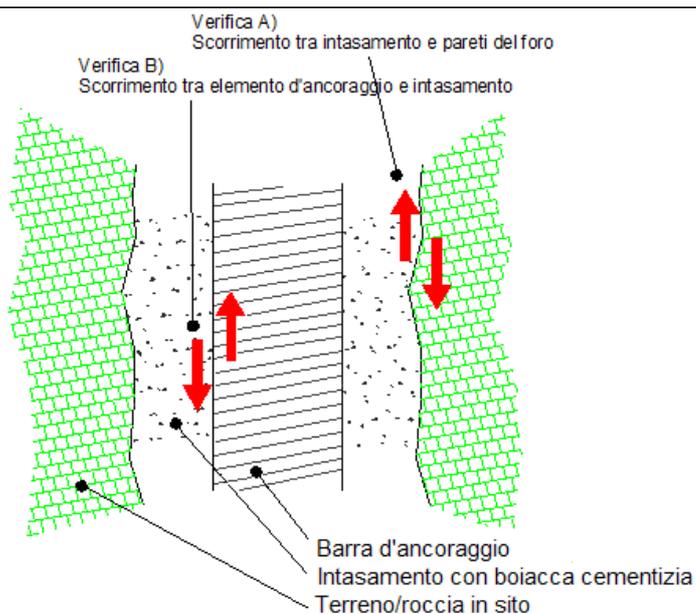


Figura 15. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.

Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio

Il carico applicato P_R (90 kN per $\phi = 3$ mm) corrisponde secondo la nomenclatura dell'Eurocodice al valore di progetto del carico a trazione della barra; per il sistema in esame si è a conoscenza del carico massimo che la rete può trasmettere agli ancoraggi e questo valore viene utilizzato come valore dimensionante.

Dall'altro canto la resistenza della barra GEWI 40 mm a un carico di trazione R_k è pari a 628 kN. Ma secondo l'Eurocodice, la resistenza di progetto è pari a:

$$R_D = \frac{R_k}{\gamma_s}$$

Essendo γ_s il fattore di riduzione sulla resistenza degli ancoraggi.

Per il caso in esame:

$$\gamma_s = 1.5$$

Pertanto la resistenza di progetto risultante è:

$$628 \frac{\text{kN}}{1.5} = 419 \text{ kN}$$
$$R_D = \frac{R_k}{\gamma_s} = \frac{628}{1.5} = 419 \text{ kN}$$

Secondo l'Eurocodice dopo l'applicazione dei fattori parziali e quindi dopo che sono stati ottenuti i valori di progetto, si svolge la seguente verifica:

$$P_R \leq R_D$$

La quale in questo caso è soddisfatta.

Lunghezza ancoraggio – Verifica B sfilamento malta - acciaio

Nella seguente verifica deve essere soddisfatta la seguente equazione:

$$F_D = \frac{\tau_{s-m}}{\gamma_{s-m}} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

dove:

- F_D ha il significato già illustrato precedentemente
- γ_{s-m} è il fattore parziale per l'adesione malta – acciaio
- τ_{s-m} è l'adesione malta – acciaio
- S_{Lat} è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- L è la lunghezza dell'ancoraggio

Si considera un valore caratteristico dell'aderenza acciaio-malta pari a $1,5 \text{ N/mm}^2$ e un fattore parziale per l'adesione malta-acciaio pari a 1,5. Utilizzando come valore del carico massimo di progetto quello massimo per i tre casi sopra descritti, F_D risulta pari a 367 kN.

Risolvendo l'equazione rispetto alla lunghezza dell'ancoraggio si ottiene:

$$L = 2,92 \text{ m};$$

Sommando a questa la lunghezza dello strato instabile calcolata come:

$$L_a = t / \cos(90^\circ - \alpha - \psi)$$

Dove:

α è l'inclinazione del pendio

ψ è l'inclinazione degli ancoraggi rispetto all'orizzontale

t è lo spessore dello strato instabile.

La risulta pari a 1,55 m.

Si ottiene la lunghezza totale dell'ancoraggio che risulta pari a:

$$L_1 = 4,47 \text{ m}$$

Lunghezza ancoraggio - Verifica A sfilamento malta – roccia

Il diametro di perforazione è assunto pari a 90 mm (al fine di realizzare una corona di iniezione di spessore 25 mm circa, migliorando in questo modo la protezione contro la corrosione degli ancoraggi).

Sulla base del tipo di roccia presente in sito si assume un'adesione malta – terreno in sito τ_{M-T} pari a 0,60 MPa. La resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio può essere espressa come:

$$\tau_R = \tau_{M-T} \cdot \phi_{foro} \cdot \pi$$

Per un diametro di foro pari a 90 mm, la resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio τ_R è 170 kN/m circa.

Il valore di P_d corrisponde al massimo valore che può essere trasmesso del sistema finché la rete non subisca rottura, mentre il valore di V corrisponde all'azione di tiro sugli ancoraggi.

Alla resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio τ_R viene applicato secondo le NTC un coefficiente di riduzione della resistenza γ_R pari a 1,5 in questo caso.

Caso A:

$$P_d \text{ [kN]} = 57,4$$

Valore calcolato dal software di dimensionamento.

$$L_b \cdot \tau_R / \gamma_R \geq P_d$$

$$L_b \text{ [m]} = 0,51$$

$$L_a = t / \cos(90^\circ - \alpha - \psi)$$

Per $\alpha = 50^\circ$; $\psi = 25^\circ$.

$$L_a \text{ [m]} = 1,55$$

$$L_{\text{tot}} [\text{m}] = L_a + L_b = 2,06$$

Caso B:

$$V [\text{kN}] = 30$$

Valore imposto, rappresenta il pretensionamento sull'ancoraggio. Il valore viene impostato manualmente come dato in ingresso ed è compreso tra 30 e 50 kN.

$$\gamma_d [-] = 1,5$$

$$V_d [\text{kN}] = 45$$

$$L_b \cdot \tau_R / \gamma_R \geq V_d$$

$$L_b [\text{m}] = 0,40$$

$$L_{\text{tot}} [\text{m}] = L_a + L_b = 1,95$$

Caso C:

$$S_d [\text{kN}] = 156$$

Questo dato è calcolato dal software come output in uscita. Conoscendo tale valore e tramite la formulazione sotto riportata si ricava il valore di Z_d .

$$Z_{d1} \cdot \tan \phi_d = S_d$$

$$L_b \cdot \tau_R / \gamma_R \geq Z_d$$

$$L_b [\text{m}] = 3,24$$

$$L_{\text{tot}} [\text{m}] = L_a + L_b = 4,80$$

Dei tre casi appena analizzati si considera la lunghezza massima ottenuta, per cui:

$$L_2 = 4,80 \text{ m}$$

Valutando la lunghezza di progetto come quella massima ottenuta nelle due verifiche:

$$L = \max(L_1; L_2);$$

E approssimando all'unità superiore, per tenere conto della situazione più critica oltre che del decadimento dei parametri di resistenza nella zona della superficie di scorrimento, si ritiene che una profondità di:

$$L = 5,0 \text{ m}$$

possa essere adeguata per far fronte a fenomeni franosi di carattere superficiale. Tuttavia, si demanda a Impresa e Direzione dei Lavori di optare per soluzioni più cautelative se le prime perforazioni dovessero suggerire diversamente.

Di seguito si riporta una tabella con il riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.

Scenario	Tipologia ancoraggi	Lunghezza [m]
1	GEWI 40 mm	5,0

Tabella 6. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.

6. Dimensionamento della barriera paramassi

Attualmente sono molto in uso i programmi di simulazione di caduta massi che permettono, sulla base di leggi statistiche dedotte dai "grandi numeri" di ipotesi svolte, di acquisire un'idea di come i massi si comportano lungo il versante.

I risultati che si ottengono, riconducibili sostanzialmente alla dinamica delle traiettorie prevalenti, ed alle energie che i massi sviluppano in ogni punto del loro percorso, devono sempre e comunque essere intesi come indicativi, poiché l'assetto geometrico del versante, le sue caratteristiche geomorfologiche, e le interazioni con i massi che rimbalsano raggiungono in natura un dettaglio ed una diversificazione che non è mai possibile restituire fedelmente in elaborazioni computerizzate.

Non solo, ma deve essere molto chiaro che i risultati devono essere necessariamente interpretati dall'operatore che ha elaborato i dati, e dunque la componente soggettiva rimane imprescindibile.

Una barriera paramassi (con questo si intende nel seguito ogni struttura a sviluppo prevalente verticale, dotata di un'altezza utile di intercettazione diversa da zero) può rivelarsi sottodimensionata secondo due meccanismi di insufficienza:

- insuccesso di carattere geometrico: la struttura è superata in altezza;
- insuccesso di carattere strutturale: la struttura non è abbastanza robusta da sostenere le energie di impatto.

Al momento è usanza comune ed accettata nel mondo scientifico l'elaborazione computerizzata per l'analisi di fenomeni di caduta massi: diversi metodi di calcolo del percorso di caduta di massi sono disponibili in letteratura. Essi si distinguono sulla base delle approssimazioni introdotte. Il metodo più semplice è definito modello del *lumped mass*, in quanto considera il blocco in caduta simulata come puntiforme con massa concentrata nel punto. Anche nel caso di studio di cadute simultanee di più massi, pertanto, la consuetudine, ma anche i limiti imposti da elaborazioni al calcolatore con i metodi attuali, devono essere affrontati con l'approccio del *lumped mass*.

Il principio fondamentale che deve essere tenuto in conto prima di procedere al dimensionamento di un'opera paramassi è quello secondo cui il blocco, soggetto ad un movimento di caduta o rotolamento lungo il pendio, rispetta in ogni istante la condizione di massima efficienza del moto. Di conseguenza sia le traiettorie, sia il tipo di moto assunto durante il percorso sono quelli che determinano la minor perdita di energia cinetica. Il tipo di moto a massima efficienza è quello per caduta libera e dunque, per antitesi, la gradonatura di un pendio, è una misura efficiente per rallentare ed arrestare i blocchi, così come lo sono i fossati di protezione. La scelta della posizione di un'opera di difesa deve dunque essere fatta solo dopo avere esaminato le variazioni di energia cinetica subite durante il percorso nell'ambito del calcolo del moto del masso in caduta.

Il rimbalzo è un movimento che può essere conseguente all'impatto di un blocco sul pendio. Gli urti sono classificati in elastico ed anelastico a seconda che in essi si conservi o meno l'energia cinetica; in più si può verificare che il corpo a seguito dell'impatto rimanga conficcato nell'altro: l'urto viene definito allora completamente anelastico.

I coefficienti di restituzione possono essere determinati dal principio della conservazione della quantità di moto. Per urti completamente anelastici, $K = 0$, per urti completamente elastici $K = 1$.

L'analisi sperimentale dei fenomeni che si osservano nell'urto di un masso su una scarpata ha evidenziato che le caratteristiche del moto successive all'impatto dipendono dalla forma del blocco, dalla geometria e rugosità del profilo del pendio e dalla quantità di energia dissipata nell'urto, quest'ultima legata alle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la superficie d'impatto e del blocco in caduta, e all'angolo di incidenza.

Prima di procedere ad ogni elaborazione, è necessario che i profili individuati siano disponibili ad una scala significativa, che permetta di apprezzare, cioè, variazioni piano altimetriche nella maniera più precisa possibile. Il rilievo topografico di dettaglio è dunque condizione senza la quale ogni risultato dell'analisi traiettografica è assolutamente opinabile.

Alla luce di quanto esposto in precedenza, altrettanto importanti e da determinare in fase iniziale sono:

- ❑ la definizione delle caratteristiche geometriche, litologiche e meccaniche dei massi e delle pareti rocciose (spaziature giaciture persistenze dei sistemi di discontinuità, classificando i blocchi cubici, tabulari, colonnari o prismatici (suggerimento della ISRM 1978));
- ❑ la classificazione geomorfologica del pendio lungo il quale si suppone avvenga il cinematismo di caduta dei massi (valutazione della pezzatura e delle caratteristiche meccaniche del litotipo costituente i pendii detritici, valutazione della presenza, consistenza e spessore dello strato pedogenizzato).

6.1. Il software utilizzato

Per l'analisi traiettografica è stato utilizzato il programma Rockfall, versione 7.1, release 20-08-2008. Rockfall è un software applicativo per la simulazione delle cadute massi. E' stato sviluppato da Dr.Rer.Nat. R.M. Spang, Dr.-Ing. L.Weber, Dipl.Geol. N.Graf e Dr.-Ing. B.Romunde della SPANG Civil and Geotechnic Consultants LTD, Witten (Germania) - www.rockfall.org

Il programma è basato sulle leggi del moto e della teoria delle collisioni e lavora in campo bi-dimensionale. La traiettoria di un singolo blocco roccioso, o di blocchi rocciosi fino al numero di 10.000, può essere calcolata ed interpretata. In ogni punto lungo un profilo di verifica, possono essere calcolate e determinate energie cinetiche e altezze di rimbalzo.

Rockfall ha un approccio di tipo probabilistico, utilizzando un generatore di eventi casuali per mezzo delle variazioni dei parametri di input durante la simulazione: tutti i dati di input vengono indicati nel loro valor medio e con un campo di variabilità che tiene conto delle incertezze della loro determinazione. I risultati sono presentati in istogrammi di frequenza per classi e, eventualmente, istogrammi di frequenza cumulata. Con un sufficiente numero di iterazioni, la simulazione conduce a determinare le distribuzioni di energie e altezze di rimbalzo in ciascun punto delle sezioni analizzate. Per determinare i valori di progetto, deve essere decisa una probabilità della loro occorrenza, e per questo è raccomandato l'impiego di un numero di iterazioni ampio al punto da ottenere, per due simulazioni consecutive con i medesimi dati di input, valori massimi pressoché identici.

Questa procedura è stata suggerita dallo Swiss Ministry of Ecology, Traffic, Energy and Communications nel 1998 per il dimensionamento delle gallerie artificiali paramassi.

6.2. Dati di input

Geometria del versante

La superficie del versante è idealizzata tramite una spezzata, ricostruita per mezzo di coordinate cartesiane, i cui punti identificano settori con i quali viene suddiviso il versante.

La superficie del versante tra due punti consecutivi della spezzata viene considerata lineare.

Caratteristiche delle superfici

Per calcolare l'interazione tra massi e superficie del versante, devono essere determinate le seguenti caratteristiche per ciascuno dei settori che suddividono il versante:

1. Angolo di attrito dinamico (R_g), espresso in gradi – governa l'attrito tra masso e superficie in caso di scivolamento; è ammissibile un range tra 0° e 89° .
2. Angolo di attrito statico (R_h), espresso in gradi – governa l'attrito tra masso e superficie in caso di contatto statico tra i due; è ammissibile un range tra 0° e 89° . R_h deve però essere uguale o superiore a R_g .
3. Coefficiente di assorbimento normale (D_n) – governa l'assorbimento della velocità nella sua componente normale alla superficie del versante durante gli impatti; è ammissibile un range da 0 (impatto totalmente plastico) a 1 (impatto totalmente elastico).
4. Coefficiente di assorbimento tangenziale (D_t) – governa l'assorbimento della velocità nella sua componente parallela alla superficie del versante durante gli impatti; è ammissibile un range da 0 (impatto totalmente plastico) a 1 (impatto totalmente elastico).

5. Resistenza al rotolamento (R_w) – governa la perdita di energia del masso in fase di rotolamento sulla superficie del versante; è ammissibile un range da 0 (nessuna resistenza al rotolamento) a 0.35 (elevata resistenza al rotolamento).
6. Ampiezza della rugosità della superficie (O_a), espresso in metri – definisce la distanza verticale dei picchi di asperità sopra e sotto la linea di congiunzione tra due punti contigui della spezzata che disegna la superficie del versante; è ammissibile un range da 0 (nessuna irregolarità di superficie) a 5 (elevata irregolarità della superficie).
7. Frequenza della rugosità della superficie (O_f), espresso in metri – definisce la distanza orizzontale dei picchi delle asperità; è ammissibile un range da 0 a 20.

Caratteristiche dei massi

8. Forma - possono essere individuate geometrie paragonabili alla sfera o al cilindro.
9. Dimensioni – possono essere determinati raggio e lunghezza (espressi in m).
10. Densità – viene richiesto il peso di volume delle rocce (esprese in t/m^3).

Caratteristiche delle barriere paramassi

Possono essere posizionate, a titolo di verifica lungo l'asse delle ascisse della sezione di studio, barriere paramassi per le quali devono essere definite:

11. Posizione (X) - ascissa del punto di base, in metri.
12. Altezza (h) – altezza di intercettazione, in metri.
13. Inclinazione ($Incli$) – inclinazione della struttura rispetto alla verticale, in gradi.

Variazione dei parametri

14. Variazione dei parametri (V), espressa in percentuale. E' la percentuale che definisce i limiti al dato valor medio dei parametri di input.

Parametri iniziali del moto

15. Viene definito il movimento (eventuale) iniziale, ovvero tiene in conto che il masso, allorché entra nel campo delle ascisse considerate per la ricostruzione del versante, sia animato da un precedente movimento, del quale può essere stabilita la modalità: caduta libera, scivolamento, rotolamento.
16. Coordinata X , in metri – definisce l'ascissa del centro di massa del masso all'inizio del movimento. Per simulazioni con più di un masso, la posizione può essere variata in maniera casuale all'interno del range indicato.
17. Coordinata Y , in metri – definisce l'ordinata del centro di massa del masso all'inizio del movimento (solo in caso di caduta libera). Per simulazioni con più di un masso, la posizione può essere variata in maniera casuale all'interno del range indicato.
18. Numero di iterazioni ($Number$) – definisce il numero di iterazioni per una simulazione.

Parametri di controllo

19. Intervallo (ΔT), in secondi – intervallo di tempo definito che determina l'accuratezza del calcolo della traiettoria. Il valore non può eccedere i 0.05 sec.
20. Velocità limite normale ($Limit V_n$), in m/s – velocità minima normale alla superficie. Il masso viene arrestato se la sua velocità calcolata è inferiore alla velocità minima definita.
21. Velocità limite tangenziale ($Limit V_t$), in m/s – velocità minima tangenziale alla superficie. Il masso viene arrestato se la sua velocità calcolata è inferiore alla velocità minima definita.

22. Intervallo della curva di inviluppo (Interval of envelope curve), in metri – la distribuzione delle energie cinetiche e delle altezze di rimbalzo lungo il versante viene rappresentata per mezzo di curve di inviluppo. Per generare queste curve, il profilo viene suddiviso in sezioni, la cui ampiezza viene definita da questo valore. La curva di inviluppo viene poi tracciata unendo il valore massimo calcolato di energia (e altezza di rimbalzo) in ogni sezione.

Risultati

Viene ricostruita la simulazione nel suo complesso, indicando in un diagramma bidimensionale, il profilo del versante studiato e le traiettorie calcolate, nonché la distribuzione delle energie totali e della altezza di transito lungo il versante stesso.

In caso di impatto sulla barriera paramassi predefinita, si ottengono i seguenti risultati:

- A Altezza richiesta (Required height), in metri - l'altezza minima richiesta per una barriera paramassi posta nella posizione precisata dall'utente, definita come la distanza parallela all'asse della struttura. L'algoritmo di calcolo individua un impatto sulla barriera se la traiettoria del centro di massa del masso interseca l'asse della barriera sotto la sua sommità. L'altezza minima richiesta è calcolata sommando il raggio del masso all'altezza dell'intersezione tra la massima traiettoria calcolata e l'asse della barriera (riportata sulla verticale gravitazionale);
- B Massa (mass), in kg - è la massa del masso di prova.
- C Velocità (v), in m/s – velocità traslazionale del masso di prova al momento dell'impatto.
- D Velocità normale (v(n)) e tangenziale (v(t)), in m/s – velocità normale e tangenziale del masso di prova al momento dell'impatto, rispetto all'asse della barriera.

Precisazione: analisi di tipo statistico vengono eseguite solo se il numero di iterazioni che interessano le barriere predefinite è di 5 o superiore.

Inoltre, possono essere ottenuti, per ogni singola traiettoria calcolata, le coordinate cartesiane del masso in funzione del tempo trascorso, e il tipo di movimento (rimbalzo, scivolamento, rotolamento).

6.3. Considerazioni generali sui risultati

Il calcolo dell'energia cinetica di cui un oggetto in movimento è animato è dato dalla

$$E_{K\text{ TOT}} = E_{\text{rotaz}} + E_{\text{traslat}} = \frac{1}{2} (I * \omega^2) + \frac{1}{2} (m * v^2)$$

dove:

$E_{K\text{ TOT}}$ = energia cinetica totale

E_{rotaz} = energia cinetica rotazionale

E_{traslat} = energia cinetica traslazionale

I = momento di inerzia del masso rotante

ω = velocità angolare di rotazione

m = massa

v = velocità di traslazione.

Devono dunque essere noti sia la massa dell'elemento lapideo in movimento, sia la sua velocità.

Per quanto attiene al primo di questi elementi, viene richiesto all'operatore l'immissione di raggio e peso del masso "di progetto"; il secondo di questi elementi viene calcolato automaticamente con una serie di iterazioni distinte sulla base della variabilità di tutti i parametri di input assegnati al profilo.

Altrettanto automaticamente viene calcolata l'altezza utile di intercettazione della supposta barriera in ogni punto (ascissa della sezione) per mezzo delle sezioni di campionatura, ma specificamente in corrispondenza della barriera ipotizzata, quest'ultima ubicata tentativamente in base a considerazioni morfologiche e di analogia con situazioni studiate in precedenza.

Il programma Rockfall determina il valore di "franco" in automatico, considerando l'altezza massima calcolata ed aggiungendo il valore del raggio del masso di progetto, ponendosi in condizioni di maggiore sicurezza per le deduzioni che ne conseguono.

6.4. Risultati specifici dell'analisi

In merito alla morfologia del sito si fa riferimento all'inquadramento geologico è stata assunta la presenza di una copertura di terreno vegetale alternata a roccia affiorante a seconda delle zone del pendio considerate.

Per tali litotipi, sono stati sostanzialmente assunti i valori indicati dagli ideatori del programma utilizzato, con modifiche non rilevanti.

Il masso di progetto, valutato in base alle osservazioni fatte direttamente in sito è stato considerato di tipo sferico; il raggio ipotizzato è di 0.9 m, corrispondente ad un volume compreso tra 2,23 e 4,06 m³ circa (considerando una variazione sulle dimensioni del blocco di progetto di circa il 10%), ovvero con massa compresa tra 5899 kg e 10772 kg circa, posto il peso di volume della roccia affiorante di 2.6 t/m³. Nella tabella successiva sono riepilogati i dati del masso di progetto:

energia del masso (sfera-assimilata)			
raggio	0,9		m
variazione	+	-	
	10%		%
volume	2,23	4,06	m ³
densità	26		kN/m ³
peso	5899	10772	kg

Tabella 7. Riepilogo dei dati d'ingresso.

Il numero di iterazioni eseguite è di 1000: tale valore viene considerato comunemente più che sufficiente per trarre indicazioni dall'analisi traiettografica.

La barriera è stata posizionata poco a monte del muro a gabbioni esistente; la barriera è stata idealizzata con lo scopo di verificarne le prestazioni in ordine a:

- i) corretto posizionamento
- ii) corretta altezza
- iii) corretta inclinazione sull'orizzontale
- iv) corretta energia di assorbimento

Le posizioni da **i** a **iii** sono intimamente correlate e possono influire anche notevolmente sulle prestazioni della barriera: sarà cura, pertanto, della DL, verificare che la collocazione della struttura si attenga scrupolosamente alle indicazioni tratte dalla presente nota. La posizione esatta della barriera deve, ovviamente, tenere in considerazione l'aspetto morfologico della zona individuata per l'installazione. In particolare è importante capire la lunghezza necessaria della barriera per mettere in sicurezza in maniera adeguata l'abitato e le infrastrutture stradali presenti.

In Figura 16 è rappresentata la sezione valutata per le analisi traiettografiche con indicata la posizione della barriera paramassi.

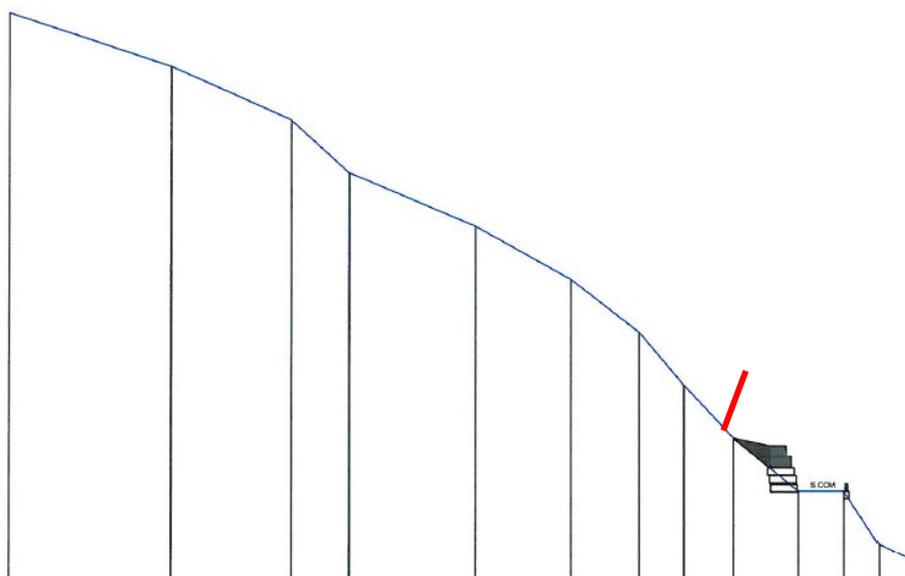


Figura 16. Sezione su cui è stata eseguita l'analisi traiettografica con la barriera indicata in rosso.

Sono riportati:

- la tabella di riepilogo dei parametri descrittivi della geomorfologia del sito;
- la tabella di riepilogo di tutti i dati di input dell'analisi;
- il diagramma del profilo del versante (nel quale sono plottate tutte le iterazioni di calcolo ottenute al variare dei parametri che regolano il moto dei massi);
- il diagramma statistico (istogramma di frequenza) di distribuzione di energia e altezza di transito;
- il diagramma statistico (istogramma di frequenza cumulata) di energie e altezze di transito;

Nella seguente tabella si riportano i risultati più significativi della simulazione che forniscono le indicazioni per il dimensionamento della barriera:

Dati	Risultati
Energia massima [kJ]	789
Energia media [kJ]	322
Energia al 95° frattile [kJ]	537
Altezza massima [m]	2.30
Altezza media [m]	1.40

Tabella 8. Riassunto risultati.

La barriera paramassi è stata ipotizzata di 4.0 m di altezza e con un'inclinazione di 20° verso valle sulla verticale.

Di seguito si riporta il profilo con le traiettorie ottenute a seguito della simulazione tramite software dedicato.

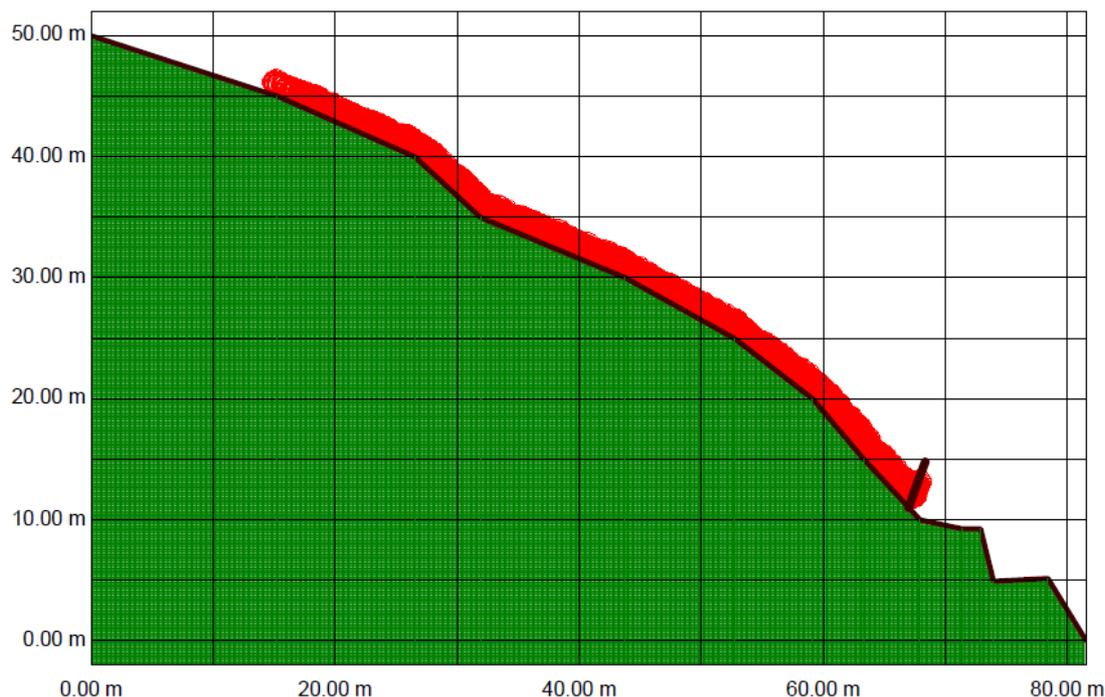


Figura 17. Profilo con traiettografiche.

Anche se le analisi traiettografiche non mostrano anomalie nei rimbalzi, questo elemento, come accennato in precedenza, è decisivo per l'intercettazione di tutte le traiettorie: dovrà essere cura della DL verificarne l'applicazione, eventualmente di concerto con il produttore del sistema paramassi prescelto dall'Impresa appaltatrice.

Assume particolare importanza alla luce delle nuove norme recentemente pubblicate da UNI (norma 11211-4 del 26 gennaio 2012 relativamente alla "Progettazione esecutiva di opere di difesa dalla caduta massi"), la valutazione dell'energia al 95° frattile.

Questo valore, combinato con fattori di sicurezza parziali che amplificano le azioni e riducono le reazioni (in pratica la prestazione della barriera paramassi), definiscono con maggiore esattezza quella che dovrà essere la soglia di energia minima garantita dalle barriere paramassi progettate e soprattutto installate a cura dell'appaltatore.

Senza entrare nel merito della norma cui si rimanda per maggiori dettagli, va detto che devono essere tenuti in considerazione i seguenti parametri che influiscono fundamentalmente su velocità misurate e massa del blocco:

- a. affidabilità del calcolo (dati desunti da back analysis oppure da osservazioni del sito: 1.02, solo calcolo con programma per elaboratori: 1.1)
- b. discretizzazione del profilo di esame (spezzata ricostruita sul terreno: 1.02, dedotte da supporto cartografico di scala media: 1.1)
- c. dimensioni del blocco di progetto (analisi del sito: 1.02, ipotesi: 1.1)
- d. densità della roccia (posto generalmente pari a 1, ma in questo caso 1.05)
- e. rischio (dipende dalla vulnerabilità e dai tempi attesi di ritorno, da 1 a 1.2)
- f. tipologia di test svolto su barriere

Per effetto dei fattori parziali agenti sull'energia calcolata al 95% percentile, si ritiene opportuno individuare una barriera da 1000 kJ, alta 4.0 m.

L'altezza risulta superiore rispetto ai risultati ottenuti dalle simulazioni, tuttavia le altezze di rimbalzo rappresentano un parametro molto variabile per cui si ritiene che a favore di sicurezza questo valore sia necessario per trattenere il maggior numero delle traiettorie possibili.

Inoltre, altro aspetto di fondamentale importanza, in questo modo la barriera (con tali valori di energia e di altezza) risulta essere in possesso di certificazione ETA.

7. Conclusioni

Su incarico di Consorzio della Bonifica Renana è stata analizzata la stabilità del versante, presente a lato della strada comunale Castagneti on comune di castigliine dei Pepoli. Gli interventi individuati riguardano l'installazione di un sistema di consolidamento attivo nella filosofia di soil nailing e l'installazione di una barriera paramassi a monte del muro a gabbioni.

TALE STUDIO DI DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA SI PREFIGGE DI IPOTIZZARE LE PRESTAZIONI DELLA BARRIERA PARAMASSI E DEGLI ANCORAGGI IN ROCCIA ASSUMENDO COME DATI GEOTECNICI DELLA FORMAZIONE ED INDICAZIONI SULLE CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE DEL VERSANTE UNICAMENTE DA DATI BIBLIOGRAFICI. LA CARATTERISTICHE DI SOMMA URGENZA DELL'INTERVENTO NON PERMETTONO DI STUDIARE APPROFINDITAMENTE IL CONTESTO DI INSERIMENTO DELLE STRUTTURE TUTTAVIA, AI FINI DI REDIGERE LE VERIFICHE CON MAGGIOR GRADO DI CAUTELA I PARAMETRI INTRODOTTI IN INPUT SONO STATI SCELTI FRA QUELLI PIU' CAUTELATIVI A DISPOSIZIONE

Si ritiene opportuno che il consolidamento attivo possa essere conseguito con la posa di ancoraggi strutturali, in barra d'acciaio ad alta resistenza del tipo GEWI con diametro pari a 40 mm, interconnessi in maniera solidale per mezzo di una rete in acciaio ad alta resistenza, che combina alta resistenza a trazione ma al tempo stesso una adeguata flessibilità tale da permettere una disposizione molto aderente alle superfici naturali. L'elevata resistenza della rete fa sì che non si rendano necessari reticoli di funi supplementari, di fatto spesso adottate quale rinforzo di reti commerciali molto meno robuste.

La disposizione degli ancoraggi deve seguire tendenzialmente lo schema rappresentato nella Figura 11, ma la scelta della tipologia di rete, di fatto senza soluzioni di continuità per quanto attiene alla resistenza a trazione, permette una certa variabilità nella collocazione degli ancoraggi, che dunque saranno di preferenza realizzati nelle concavità naturali della parete per favorire maggiore aderenza e, quindi, un maggiore contributo attivo come descritto in letteratura¹.

La tabella riportata in seguito illustra in maniera riepilogativa i risultati di cui si dà conto nella relazione.

Tipo di intervento	Tipologia di rete	Tipologia ancoraggi	Interasse H ancoraggi	Interasse V ancoraggi	Lunghezza ancoraggi
		[m]	[m]	[m]	[m]
Consolidamento attivo	Alta resistenza* 3G65	GEWI 40 mm	3.5	3.5	5.0

Tabella 9. Riepilogo dei risultati. * resistenza a trazione del filo elementare d=3 mm maggiore o uguale a 12,5 kN.

La frequenza degli ancoraggi in abbinamento alla rete ad alta resistenza individuata dagli scriventi per diverse ragioni, tiene già conto della maggiore incidenza degli ancoraggi perimetrali, ma potrebbe variare in funzione di eventuali condizioni locali riscontrate all'atto dell'avvio dell'intervento stesso. Sotto tali valori di frequenza tuttavia non è possibile scendere affinché siano verificate le condizioni di stabilità:

- o tra i singoli ordini di chiodi (instabilità locale)
- o dell'intero strato ritenuto instabile (instabilità globale nell'accezione del pendio indefinito).

Per la redazione del computo metrico e segnatamente per la quantificazione del numero degli ancoraggi si dovrà tenere conto della maggiore incidenza degli ancoraggi perimetrali.

Il sistema proposto è quindi in grado di mettere in sicurezza la porzione di versante interessata dal sistema stesso con i fattori di sicurezza previsti dall'Eurocodice. E' chiaro che il risultato ottenuto in termini di sicurezza e di stabilità del fronte dipende strettamente dalla tecnologia scelta, in particolare dalle possibilità della rete di essere tensionata e quindi di trasmettere un'azione stabilizzante al terreno. Altri tipi di intervento difficilmente possono essere altrettanto efficaci, soprattutto a parità di densità di ancoraggi.

¹ Besseghini et. al. Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno- GEAM n. 125 – Dic.2008 pagg.25-30

La barriera paramassi dimensionata nella presente relazione è ritenuta come l'intervento più adatto per contrastare la caduta di eventuali massi instabili. Lo scenario esposto dovrà essere valutato in funzione delle disponibilità economiche oltre che ad aspetti squisitamente tecnici. Vale la pena sottolineare che si tratta di soluzioni a rischio residuo comunque diverso da zero, ovvero viene sempre ammessa una quota parte di rischio che non è possibile annullare ma che è comunque estremamente ridotta.

Inoltre la variabilità del masso di progetto e del terreno presente in loco lungo la sezione su cui è stata eseguita la traiettografica è ulteriore fonte di incertezza; per questa ragione si considerano le nuove norme riportate dall'UNI nella decisione dell'energia e dell'altezza necessarie.

A seguito di ciò si ritiene che la barriera considerata; in grado di trattenere un'energia minima di 1000 kJ e con un'altezza almeno pari a 4.0 m sia in grado di intercettare la maggior parte delle traiettorie di caduta, ma con ciò non si può escludere:

- la proiezione di massi anomali ancorché con probabilità di accadimento molto bassa;
- la proiezione di schegge di massi, di dimensioni minute, derivanti per esempio dalla frammentazione a seguito degli urti precedenti l'impatto del corpo principale con la barriera.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva con le caratteristiche della barriera:

Riepilogo specifiche barriera paramassi	
Energia di assorbimento	1000 kJ
Altezza richiesta	4.0 m
Interasse montanti	10 m

Tabella 10. Riepilogo specifiche barriera paramassi.

La struttura deve essere estesa su tutto il fronte rappresentato in maniera da mettere in sicurezza tutta l'area indagata.

Al fine di tenere conto anche dell'aspetto geometrico, l'ubicazione e l'inclinazione esatta della barriera dovrebbe essere determinata per intercettare il numero maggiore possibile di traiettorie. La quota indicata in relazione è indicativa ma dovrà in ogni caso essere valutata considerando anche gli aspetti morfologici della zona, meglio se alla presenza di tecnici abilitati dal produttore o dal fornitore stesso.

8. Indicazioni progettuali per la barriera paramassi

In sostanza, per potere accorpare i risultati ottenuti in indicazioni progettuali generali, si può concludere che:

- I. le barriere paramassi necessarie sono contenute entro livelli di energia di assorbimento presenti sul mercato, caratterizzate da certificazione valida ottenuta secondo un programma di prove condotte in scala 1:1 ratificato da normative esistenti; a tale proposito si raccomanda come le strutture che l'Impresa sottoporrà alla DL dovranno essere dotate di marcatura CE, come previsto dalle NTC del 2008, ottenuta in seguito al conseguimento del certificato ETA rilasciato, sulla base dell'applicazione delle norme EOTA ETAG 27, da Istituto di Sperimentazione accreditato presso EOTA stesso;
- II. le altezze di intercettazione, sono entro i limiti delle tipologie di barriere paramassi commercializzate attualmente sul mercato da diversi produttori e comunque funzione della certificazione ETA;
- III. oltre ad essere in grado di assorbire le energie richieste, la barriera deve essere in grado di mantenere un'altezza residua (50% min), intendendo con questo un'altezza che sia in grado di ostacolare la caduta verso valle dei massi che, quasi sempre, seguono quello che costituisce l'evento di proporzioni (dimensioni e velocità del masso) maggiori;
- IV. la deformazione massima subita dai pannelli di rete durante gli impatti deve essere molto contenuta (dell'ordine di grandezza della altezza della struttura) poiché in zone dove lo stillicidio dei massi è continuo, è opportuno prevedere una manutenzione continua dell'opera che si traduce, in sostanza, nello svuotamento programmato dei pannelli di rete nel tempo colpiti.

9. Bibliografia

Eventuali relazioni utilizzate

Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo. 2004. **CEN - Comitato Europeo di Normazione.**

Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica. 2004. **CEN - Comitato Europeo di Normazione.**

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. 2003. **Ordinanza PCM n. 3274** del 20 marzo 2003

Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. **D.M. 14.01.2008**

Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno. 2008. **Besseghini et al.** GEAM, p. 25-30.

Recommendations clouterre 1991: soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing. 1993. **U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees.**

ATTENZIONE:

GEOBRUGG non deve essere ritenuta responsabile per la precisione e l'affidabilità dei risultati ottenuti da questo concetto di dimensionamento, anche se, al meglio delle nostre conoscenze, i risultati ottenuti con questo programma sono accurati.

Il programma esegue una verifica di stabilità globale secondo le modalità specificate nel testo, restituendo la griglia degli ancoraggi prescelti in funzione delle assunzioni geotecniche comunicate o ipotizzate.

I dati dei calcoli devono essere verificati da un ingegnere professionista, che deve esaminare il calcolo prima della realizzazione dell'opera, allo scopo di assicurarsi che ogni dettaglio sia stato correttamente valutato.

L'ingegnere, se necessario, secondo il proprio giudizio tecnico, può eseguire una analisi di stabilità globale che tenga conto dei meccanismi di rottura e delle superfici di scivolamento più indicati, tenendo conto di condizioni idrauliche, sismicità, manufatti eccetera.



COMUNE DI CASTIGLIONE DEI PEPOLI

(Provincia di BOLOGNA)

Piazza Marconi n. 1 - 40035 Castiglione dei Pepoli

Tel. 0534/801611 - Fax 0534/801700

P.I. 00702191206

C.F. 80014510376

Allegato A) alla delibera n. 67 /GC del 24/06/2015

avente ad oggetto: **INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA DEI VERSANTI PRESENTI A MONTE DELLA STRADA COMUNALE CASTAGNETI DA FENOMENI FRANOSI E DI CADUTA MASSI - APPROVAZIONE PROGETTO-PERIZIA DI SPESA.**

Ai sensi dell'art. 49, 1° comma, del Decreto Leg.vo 18.08.2000 n. 267 e con riferimento alla deliberazione sopra indicata, il/i sottoscritto/i esprime/mono:

Parere *Favorevole* sulla *Regolarità Tecnica*

IL RESPONSABILE DI AREA
(F.to Aldrovandi Alessandro)

Parere *Favorevole* sulla *Regolarità Contabile*

IL RESPONSABILE DELL'AREA ECONOMICO-FINANZIARIA
(F.to Antonelli Denise)

=====

Letto, approvato e sottoscritto.

IL SINDACO
F.to FABBRI MAURIZIO

IL SEGRETARIO COMUNALE
F.to DOTT.SSA BRIZZI CLEMENTINA

CERTIFICATO DI PUBBLICAZIONE

Copia della presente deliberazione viene pubblicata sulla sezione Albo Pretorio del sito web istituzionale di questo Comune dal 07/07/2015 al 22/07/2015, ai sensi e per gli effetti dell'art. 124 - 1° co. - del D. Lgs. 267 del 18.08.2000 e dell'art. 32 - 1° co. - della L. 69 del 18.06.2009, e viene inoltre contestualmente comunicata ai capigruppo consiliari come previsto dall'art. 125 del D. Lgs. 267/2000.

Castiglione dei Pepoli, addì 07/07/2015

L'ADDETTO ALLA PUBBLICAZIONE
F.to COLLINA ROBERTA

La presente deliberazione è divenuta esecutiva ai sensi del D.Lgs. 18.08.2000, n. 267, il giorno **24/06/2015**

perché dichiarata immediatamente eseguibile (art. 134 - 4° c.- D.Lgs. 267/18.08.2000)

decorsi 10 giorni dalla pubblicazione (art. 134 - 3° c.- D.Lgs. 267/18.08.2000)

Castiglione dei Pepoli, addì 24/06/2015

L'ADDETTO ALLA PUBBLICAZIONE
F.to COLLINA ROBERTA

Si attesta che la presente deliberazione è copia conforme al suo originale per quanto riguarda il contenuto del provvedimento e per quanto riguarda tutte le attestazioni ad esso riferite.

Castiglione dei Pepoli, addì 07/07/2015

L'ADDETTO ALLA PUBBLICAZIONE
