



Comune di Tertenia

Provincia di Nuoro

Regione Sardegna



INTERVENTI DI DIFESA DA RISCHIO IDROGEOLOGICO
NEL COMUNE DI TERTENIA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

OGGETTO

RELAZIONE GEOTECNICA

TIMBRI E FIRME



STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

VIA ROSOLINO PILO N. 11 - 10143 - TORINO
VIA IS MAGLIAS N. 178 - 09122 - CAGLIARI
TEL. +39 011 43 77 242
studiorosso@legalmail.it
info@sria.it
www.sria.it

CONTROLLO QUALITA'

DESCRIZIONE	EMISSIONE	
DATA	SET/2023	
COD. LAVORO	502/SR	
TIPOL. LAVORO	P	
SETTORE	G	
N. ATTIVITA'	02	
TIPOL. ELAB.	RS	
TIPOL. DOC.	E	
ID ELABORATO	03	
VERSIONE	0	

REDATTO

geol. Francesca DEMURTAS

CONTROLLATO

ing. Mirko TONDI

APPROVATO

ing. Luca DEMURTAS

ELABORATO

P.2.3



INDICE

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
3. DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI	4
4. SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA LOCALE	5
4.1 CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE LOCALI	5
5. MURO DI CONTENIMENTO IN C.A. SU MICROPALI	6
5.1.1 <i>Verifica di stabilità globale</i>	<i>8</i>
5.1.2 <i>Stratigrafia prevista nel modello di progetto</i>	<i>9</i>
5.1.3 <i>Risultati del calcolo</i>	<i>10</i>
6. DIMENSIONAMENTO DELLE BARRIERE FLESSIBILI DEBRIS FLOW	12
6.1 COMPONENTI FUNZIONALI	13
6.1.1 <i>Dissipatori di energia</i>	<i>13</i>
6.1.2 <i>Struttura d'intercettazione</i>	<i>13</i>
6.1.3 <i>Funi e collegamenti morsettati</i>	<i>14</i>
6.1.4 <i>Fondazioni delle funi di controvento</i>	<i>14</i>
6.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLA BARRIERA FLESSIBILE	14
6.2.1 <i>Aspetti generali</i>	<i>14</i>
6.2.2 <i>Calcolo della spinta sulla barriera</i>	<i>15</i>
6.2.3 <i>Dimensionamento degli ancoraggi</i>	<i>16</i>
6.3 VERIFICHE E CONTROLLI IN CORSO D'OPERA	17
6.3.1 <i>Controlli sulle barriere flessibili e manutenzione</i>	<i>18</i>

ALLEGATI

- ALLEGATO 1 – Verifica di stabilità globale muro di contenimento su micropali – Funtana Manna
- ALLEGATO 2 – Dimensionamento ancoraggi rete debris Funtana Manna
- ALLEGATO 3 – Dimensionamento rete debris Funtana Manna



1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica è parte integrante del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica dei lavori *"Interventi di difesa da rischio idrogeologico nel Comune di Tertenia (NU)"*, volti alla riduzione del rischio idrogeologico di un'area a monte del centro abitato.

Il progetto è stato affidato dal Coordinatore dell'Ufficio di supporto del Commissario di Governo per il contrasto del dissesto idrogeologico al raggruppamento Studio Rosso Ingegneri Associati S.r.l. e Opere Geotecniche S.r.l., con Determinazione n. 23 prot. N. 1963 del 25/10/2021, con convenzione sottoscritta tra gli scriventi e il Commissario in modalità elettronica in data 03/05/2022.

L'area oggetto di studio risulta individuata sui versanti prospicienti l'abitato di Tertenia ricompresi tra i Canali Funtana 'e Si e Funtana Manna, soggetta a dissesti per la presenza lungo i versanti di materiali detritici amovibili in occasione di precipitazioni intense, e alla mancata regimazione idraulica dei bacini idrografici in esame.

La presente indagine riporta le verifiche geotecniche finalizzate al dimensionamento degli interventi di progetto, alla luce delle analisi geologiche e di caratterizzazione dei parametri geotecnici definite nell'Elaborato *P.2.2_Relazione geologica*. In particolare, di seguito si riportano le verifiche di dimensionamento della barriera flessibile debris flow e il muro di sostegno in c.l.



2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Tertenia è il paese più meridionale dell'Ogliastra, regione storico-geografica situata nella Sardegna centro-orientale. Si trova ai piedi del monte Giuilèa, lungo la valle del Quirra, conta oltre 3800 abitanti e ha una quota media di 121 metri sul livello del mare. Il suo territorio si estende per circa 117 km², e confina a nord e ovest con i comuni di Gairo, Osini, Jerzu e Ulassai, a sud con le isole amministrative di Osini, Loceri, Lanusei mentre a est è limitato dal Tirreno con 12 km di costa.

L'abitato di Tertenia si sviluppa ai piedi della fascia di pendio in sponda destra del rio Quirra intersecando alcuni bacini scolanti di moderata estensione ed i relativi compluvi, i quali attraversano l'abitato in direzione Ovest-Est per poi sversarsi nel rio Quirra.

Le aree interessate dal progetto sono relative a due dei suddetti compluvi di alcuni canali interni al centro urbano, in relazione al pericolo geomorfologico insistente sui versanti a monte delle aree urbane, in particolare riguardano il bacino del rio Funtana Manna e del rio Funtana 'e Si.

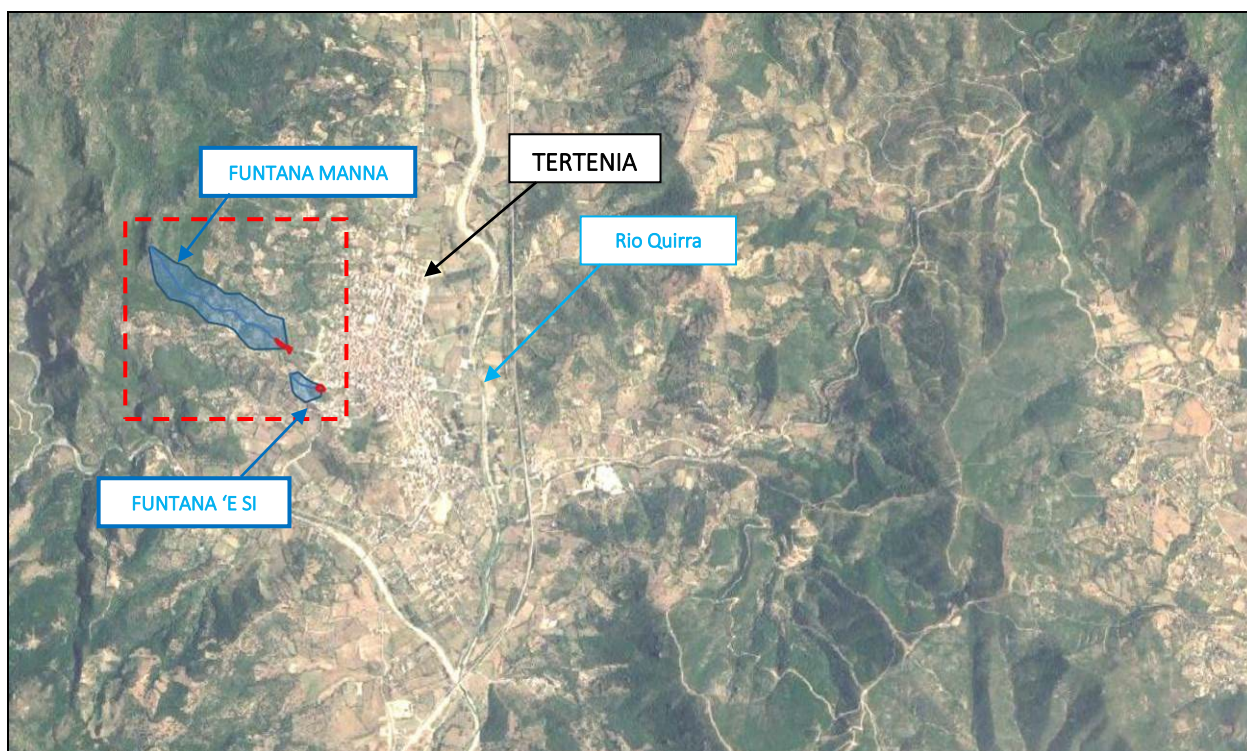


Figura 1 – Inquadramento geografico dell'area di intervento lungo il bacino Funtana Manna e Funtana 'e Si.



3. DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI

Vengono di seguito riportati in sintesi gli interventi in progetto relativi alle nuove opere da realizzarsi per la mitigazione del rischio idrogeologico nell'ambito urbano del Comune di Tertenia (NU) relativi ai rii:

➤ RIU FUNTANA MANNA

In particolare, gli interventi, da monte verso valle, previsti per la soluzione adottata sono:

- ✓ **Installazione di barriera flessibile di trattenuta di colata** detritica (rete debris-flow) di dimensioni preliminari $L = 20,0$ m e $H = 3,5$ m per la realizzazione di un'area di accumulo per un $V \approx 800$ m³ finalizzata alla trattenuta del materiale solido in arrivo da monte. Tale area, ubicata nell'area "Intervento di Monte", permetterà la difesa della presa acquedottistica situata più a valle lasciando defluire solo la quota parte di portata liquida e trattenendo il materiale solido in carico alla corrente di piena raccolto nel bacino di monte. L'intervento si conclude con il corazzamento del fondo alveo tramite la realizzazione di una soglia in massi cementati (12 m) lungo la sezione di installazione della rete e la realizzazione di una savanella in massi cementati (circa 10 m) a monte della rete stessa per il convogliamento delle portate.
- ✓ **Interventi di pulizia e manutenzione ordinaria** del canale esistente dall'ubicazione presunta della presa acquedottistica sino all'imbocco del canale diversivo a valle;
- ✓ **Regolarizzazione di versante tramite gradonatura e protezione antiersiva mediante palificate semplici** ("palizzate") in legno e geojuta a tergo su due aree relative al versante destro, per una superficie complessiva di ≈ 400 m² e sinistro per una superficie di ≈ 200 m²;
- ✓ **Realizzazione di muro in c.a. su pali** ($L = 18,0$ m + $7,0$ m di risvolto con $H_{\text{FUSTO}} = 2,4$ m dallo spiccatto di fondazione e $H_{\text{fuori terra}} = 2,0$ m in configurazione di progetto) a protezione dell'abitazione esistente e con la funzione di creare una vasca di accumulo per un volume complessivo di ≈ 300 m³ finalizzato alla trattenuta del materiale solido in arrivo dal canale a seguito di un evento di debris flow o proveniente da fenomeni di soil slip lungo il versante sinistro. Per ottenere la chiusura lato valle della vasca di accumulo è necessario risvoltare il muro a tergo della sponda sinistra del canale per circa $7,0$ m (Figura 19). In tale intervento è prevista inoltre l'installazione di elementi metallici (*pettine*) posti verticalmente all'interno del canale per trattenere parte del materiale solido in arrivo da monte nel canale e permettere lo sfioro in sinistra all'interno della nuova area di accumulo. L'intervento si completa con la demolizione parziale della sponda sinistra per una lunghezza preliminare di ≈ 4 m, prevedendo la realizzazione di una gavèta per consentire lo sfioro delle portate di debris all'interno della in vasca, l'accumulo del deposito di materiale solido e la restituzione delle portate liquide in alveo;
- ✓ **Demolizione della vasca in c.a. esistente e realizzazione di nuova vasca di espansione ed accumulo** di parte delle portate solide in occasione di eventi di colate detritiche, al fine di evitare ostruzioni dell'imbocco del canale diversivo; anche per questo intervento si prevede l'installazione di elementi metallici (con giacitura planimetrica inclinata) posti verticalmente all'interno del canale per trattenere



parte del materiale solido in arrivo da monte nel canale e permettere lo sfioro in sinistra, all'interno della nuova area di accumulo, delle portate della colata. Si completa l'intervento con la realizzazione di una gavèta per favorire l'immissione in vasca delle portate solide e la restituzione delle portate liquide in alveo.

➤ **RIU FUNTANA 'E SÌ**

- ✓ **Regolarizzazione di versante tramite gradonatura e protezione antierosiva mediante palificate semplici** ("palizzate") in legno di castagno e geojuta a tergo sulle aree di monte del versante in oggetto per una superficie complessiva di $\approx 700 \text{ m}^2$;
- ✓ **Realizzazione di canale in legname e pietrame** a forma trapezia per il collettamento e la regimazione delle acque meteoriche lungo l'incisione del corso d'acqua, funzionale inoltre a ridurre l'erosione di fondo e permettere la stabilizzazione del fondo alveo;
- ✓ **Realizzazione di nuova vasca di accumulo in massi cementati con briglia selettiva** a pettine appena a monte della sezione di imbocco del tratto tombato, al fine di scongiurare ostruzioni lungo tale tratto.

Tali interventi saranno pertanto funzionali alla mitigazione del rischio frana ed idrogeologico nel tratto relativo ai bacini idrografici in esame e nei confronti dell'abitato sito più a valle, poiché sono funzionali a:

1. Spezzare la pendenza dei versanti evitando la mobilitazione di parte del materiale detritico presente;
2. Trattenere il materiale solido trasportato dalla corrente in piena e in occasione di eventi parossistici di colata di detrito prevedendo la realizzazione di diverse opere (rete debris; vasca di accumulo con briglia selettiva) **col fine di scongiurare**, in tale maniera, **che** materiale di questo genere **possa andare a ostruire i tratti tombati** dei canali in analisi posti più a valle.

4. SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA LOCALE

4.1 CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE LOCALI

L'indagine geologica eseguita ha portato alla definizione del modello geologico e litotecnico locale, effettuato attraverso un accurato rilievo geologico eseguito in loco, unitamente alla campagna di indagini geognostica e geotecnica eseguita nel mese di maggio 2023, descritta nell'Elaborato 2.2 *Relazione geologica*, che ha portato alla determinazione delle condizioni litostratigrafiche locali e alla caratterizzazione geotecnica dei materiali interessanti le opere di progetto.

Gli interventi di progetto interessano per lo più i versanti montani del centro abitato di Tertenia, insistente su litologie paleozoiche a diversi gradi di scistosità, la cui compattezza presenta una grande variabilità in base al grado di alterazione della roccia e della scistosità.



Il complesso basale paleozoico è rappresentato da un substrato scistoso caratterizzato da una irregolare alternanza di livelli da decimetrici a metrici di metarenarie quarzose e micacee, metapeliti, filladi quarzose, filladi e quarziti. Le caratteristiche geotecniche dunque variano in funzione della fratturazione, della alterazione della roccia e della foliazione e della scistosità. Più è spinto il grado di metamorfismo tanto più le superfici di scistosità sono coerenti, e quindi la roccia assume delle discrete caratteristiche geotecniche, che tendono a diminuire in presenza della foliazione, potendole definire come rocce semicoerenti o incoerenti.

Dai sondaggi geognostici e dalle analisi geotecniche di laboratorio è stato possibile determinare i parametri geotecnici dei materiali che costituiscono il basamento delle opere di progetto, che hanno permesso di definire un modello geologico, così come definito dalle NTC 2018:

Litologia	Profondità	Peso di Volume (kg/m ³)	Peso di Volume sat (kg/m ³)	Coesione (kg/cm ²)	Angolo di attrito (°)
Coperture superficiali: (Sabbie limose e ghiaiose incoerenti)	0 – 1,40 m	2.079	2.200	0.19	28
Filladi molto alterate (sabbia con ghiaia debolmente limosa)	1,4 – 10 m	1.850	2.000	0.05	28

5. MURO DI CONTENIMENTO IN C.A. SU MICROPALI

Per gli interventi sul rio Funtana Manna è prevista, sul terrazzamento immediatamente a monte dell’abitazione esistente in sinistra idrografica, la realizzazione di un muro di contenimento del potenziale debris flow, incanalato in sinistra attraverso gli interventi proposti in progetto (realizzazione pettine inclinato nel canale e gavete sulla parete sinistra, per deviare il flusso in sinistra e creare ulteriore vasca di accumulo).

Il modello tridimensionale globale per la verifica preliminare del muro è stato sviluppato, a partire dalla reale configurazione geometrica prevista per il manufatto in progetto.

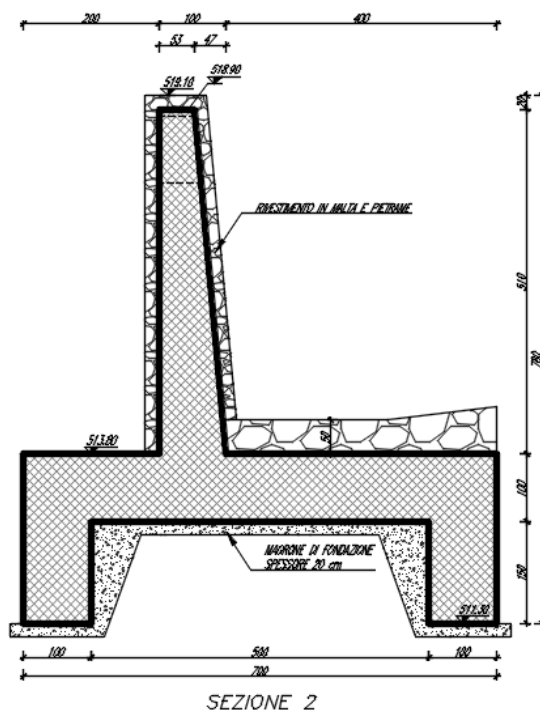


Figura 2 – Planimetria, sezione trasversale e prospetto di riferimento per il dimensionamento delle opere

In questa fase progettuale è stato quindi realizzato un modello *F.E.M.* rappresentativo di “muro contro terra” con relativa platea e micropali di fondazione, che simula la sezione peggiore (H Max 2,90m, di cui 2,00m fuori terra), in condizioni di completo interrimento, con conformazione geometrica (spessori, altezze ecc.) e materia riconducibile a quella reale.

Ciò comporta una rigorosa computazione sia per quanto riguarda i pesi propri degli elementi (automaticamente assegnati dal programma in funzione del materiale scelto e della sezione geometrica assegnata per ciascun elemento modellato) sia per quanto riguarda le effettive rigidità.

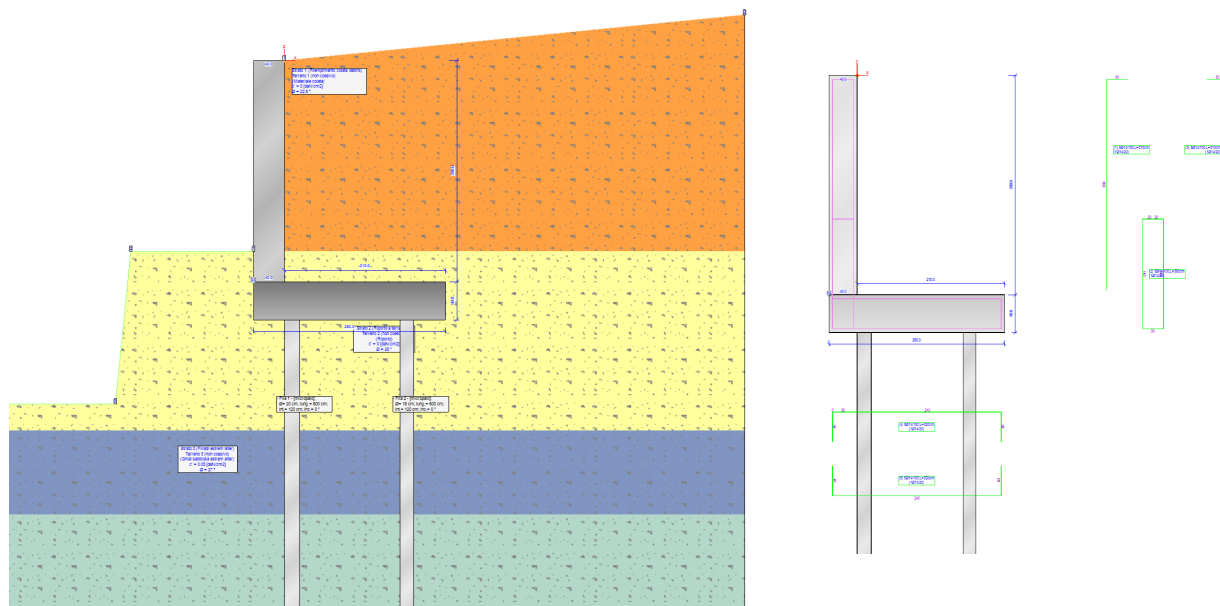


Figura 3 – Estratti del modello FEM realizzato per la schematizzazione del muro contro terra

In prima approssimazione, il manufatto si configura come un muro di contenimento a sbalzo di altezza massima pari a 2.40m dallo spiccatto di fondazione (di cui solo 2.00m fuori terra nella configurazione finale di progetto) e spessore pari a 40cm, con platea di base si spessore di 50cm e lunghezza trasversale (in sezione) pari a 2.50m.

La larghezza totale (in pianta) del manufatto è pari a circa 24.00 m con geometria ad L (lato lungo 18m circa), ed è posizionato in sinistra del canale in C.A. del rio Funtana Manna, subito a monte di una abitazione esistente.

Per quanto riguarda le verifiche strutturali dell'opera si rimanda interamente all'Elaborato P.1.2_Relazione tecnica; di seguito vengono esposte le verifiche geotecniche di sicurezza del sistema opera – terreno, così come richiesto dalle NTC 2018.

5.1.1 Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno è stata effettuata, analogamente a quanto previsto dalle norme NTC 2018 secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici.

- Approccio 2

Coeff. sulle azioni	Coeff. proprietà terreno	Coeff. resistenze
- permanenti/favorevole = 1		- Capacità portante = 1.4
- permanenti/sfavorevole = 1.3	- Coesione = 1	- Scorrimento = 1.1
- permanenti non strutturali/favorevole = 0.8	- Angolo di attrito = 1	- Resistenza terreno a valle = 1.4
- permanenti non strutturali/sfavorevole = 1.5	- Resistenza al taglio non drenata = 1	- Ribaltamento = 1.15
- variabili/favorevole = 0		- Capacità portante (sisma) = 1.2
- variabili/sfavorevole = 1.5		- Scorrimento (sisma) = 1
		- Resistenza terreno a valle (sisma) = 1.2
		- Ribaltamento (sisma) = 1



- combinazione 2 per stabilità globale -

Combinazione 2		
Coeff. sulle azioni	Coeff. proprietà terreno	Coeff. resistenze
<ul style="list-style-type: none"> - permanenti/favorevole = 1 - permanenti/sfavorevole = 1 - permanenti non strutturali/favorevole = 0.8 - permanenti non strutturali/sfavorevole = 1.3 - variabili/favorevole = 0 - variabili/sfavorevole = 1.3 	<ul style="list-style-type: none"> - Coesione = 1.25 - Angolo di attrito = 1.25 - Resistenza al taglio non drenata = 1.4 	<ul style="list-style-type: none"> - Stabilità globale = 1.1 - Stabilità globale (sisma) = 1.2

Le ipotesi di calcolo alla base di questo modello risultano estremamente cautelative, poiché schematizzano l'ipotesi che la vasca di accumulo a monte del muro sia completamente interrita ed anche in concomitanza di sisma.

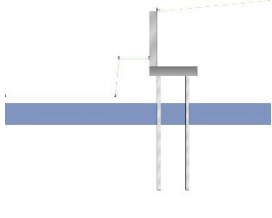
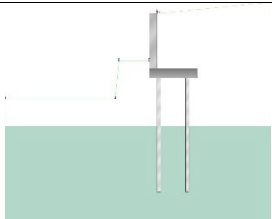
Tale ipotesi, apparente molto cautelativa, si fonda sull'ipotesi che il materiale possa non essere immediatamente rimosso nella vasca a seguito di una colata, e quindi risulta lecito immaginare che il sisma possa essere "concomitante" alla presenza di materiale derivante da altro evento parossistico, non già per la remota ipotesi di accadimento contemporaneo ma proprio per la possibile latenza del materiale a tergo dell'opera per un tempo difficilmente stimabile.

Il modello, inoltre, non tiene in conto dell'ulteriore effetto fortemente stabilizzante derivante dall'ammorsamento laterale in sinistra nel versante esistente ne a destra della conformazione ad L del muro.

5.1.2 Stratigrafia prevista nel modello di progetto

strato e terreno	dati inseriti	disegno strato	coord. (x;z)
- STRATO 1 - Strato 1 (Riempimento colata debris) Terreno 1 (non coesivo) (Materiale colata) $c' = 0$ [daN/cm ²] $g = 18$ [kN/m ³] $j = 22.5^\circ$	$h = 0$ $i = 0^\circ$		1 (600;-250)[cm] 2 (600;60)[cm] 3 (0;0)[cm] 4 (0;-250)[cm]
- STRATO 2 - Riporto e terrapieno Terreno 2 (non coesivo) (Riporto) $c' = 0$ [daN/cm ²] $g = 18.6$ [kN/m ³] $j = 28^\circ$	$h = -250$ $i = 0^\circ$		1 (600;-485)[cm] 2 (600;-250)[cm] 3 (0;-250)[cm] 4 (0;-290)[cm] 5 (210;-290)[cm] 6 (210;-340)[cm] 7 (-40;-340)[cm] 8 (-40;-290)[cm] 9 (-40;-250)[cm] 10 (-200;-250)[cm] 11 (-220;-450)[cm] 12 (-800;-450)[cm] 13 (-800;-485)[cm] 14 (0;-485)[cm]



- STRATO 3 - (Filladi estrem alter) Terreno 3 (non coesivo) (Ghiai sabbiosa estrem alter) $c' = 0.05$ [daN/cm ²] $g = 18$ [kN/m ³] $j = 27^\circ$	$h = -485$ $i = 0^\circ$		1 (600;-595)[cm] 2 (600;-485)[cm] 3 (0;-485)[cm] 4 (-800;-485)[cm] 5 (-800;-595)[cm] 6 (0;-595)[cm]
- STRATO 4 - (Filladi estrem alter e fratt) Terreno 4 (non coesivo) (Ghiai sabbiosa estrem alter fratt) $c' = 0.03$ [daN/cm ²] $g = 18$ [kN/m ³] $j = 25^\circ$	$h = -595$ $i = 0^\circ$		1 (600;-1140)[cm] 2 (600;-595)[cm] 3 (0;-595)[cm] 4 (-800;-595)[cm] 5 (-800;-1140)[cm]

5.1.3 Risultati del calcolo

La verifica di stabilità globale viene eseguita secondo la teoria degli SLU con i metodi di Fellenius e Bishop semplificato, utilizzando il coefficiente di sicurezza minore.

Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti dell'opera viene svolto con il metodo degli elementi finiti (FEM). Gli elementi schematizzanti il muro hanno peso e caratteristiche meccaniche proprie dei materiali di cui è costituito. Il terreno spingente (a monte) è rappresentato per mezzo di azioni distribuite applicate sugli elementi. Il terreno di fondazione è rappresentato per mezzo di elementi finiti non-lineari (con parzializzazione), con opportuno coefficiente di reazione alla Winkler in compressione.

- lunghezze aste elevazione = 20 [cm]

- lunghezze aste fondazione = 10 [cm]

- coefficiente di reazione del terreno (Winkler) = 5 [daN/cm³]

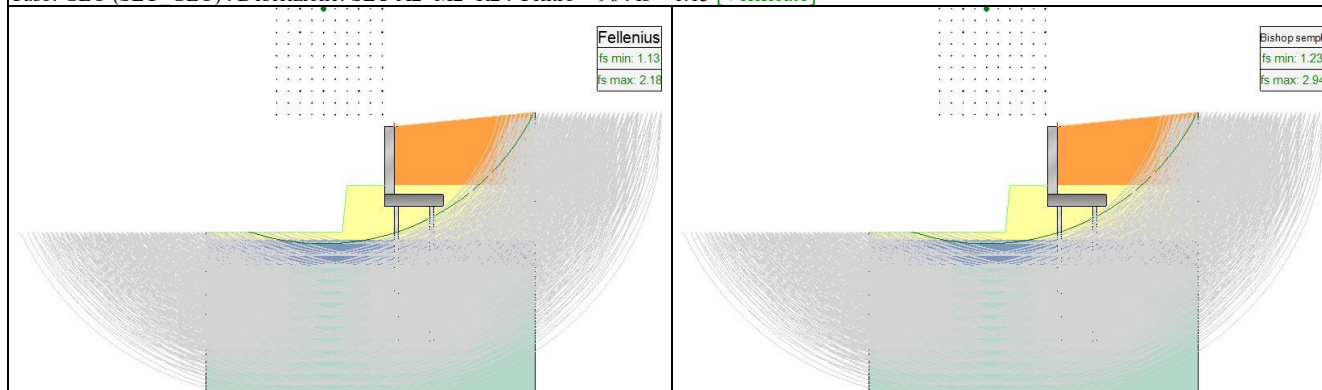
Il modello di calcolo è stato effettuato attraverso il software IS Muri di CDM Dolmen, che ha determinato dei valori dei Fattori di sicurezza superiori a 1.1, verificando la condizione

$$Ed \leq Rd \quad \text{verificata}$$

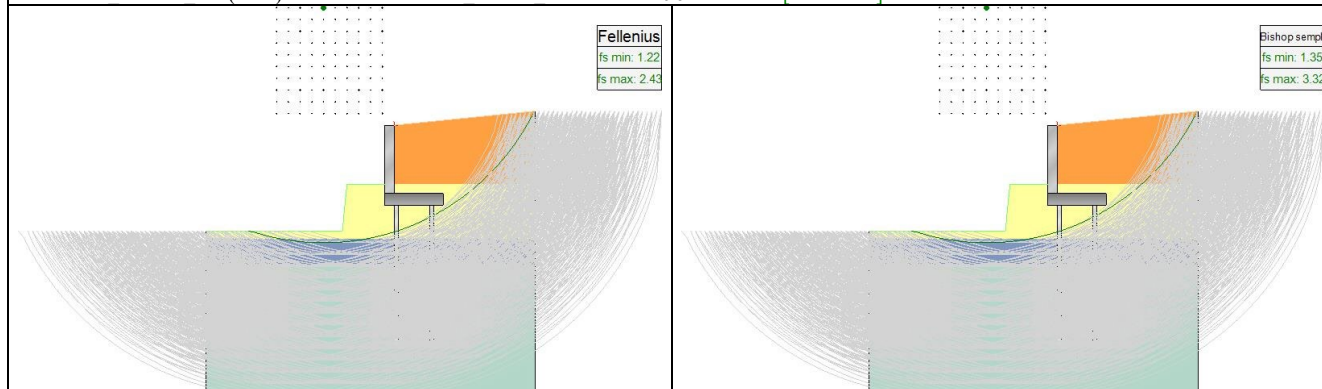
di seguito si riportano le superfici di rottura calcolate con i vari metodi di calcolo, a seguire, la tabella riassuntiva delle verifiche effettuate con e senza sisma per il manufatto in progetto:



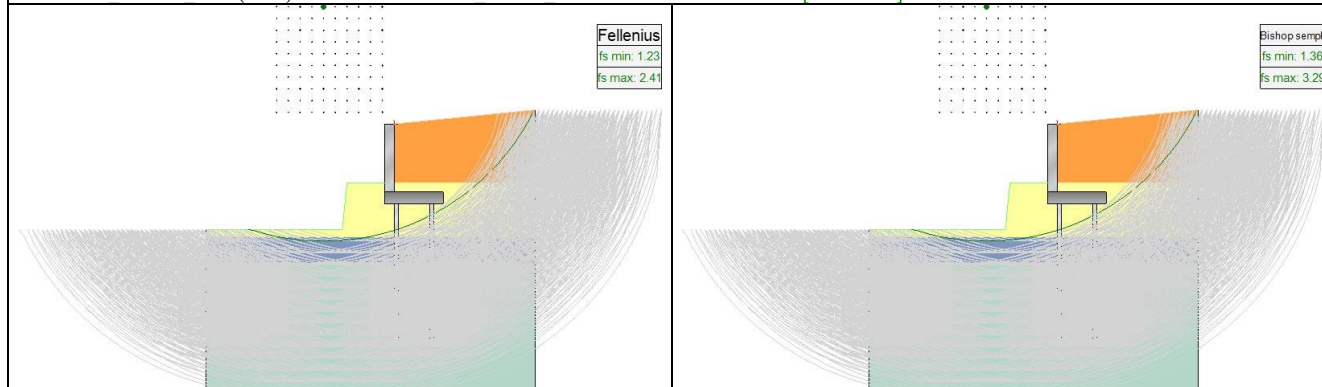
Caso: GEO (SLU GEO) . Descrizione: SLU A2+M2+R2 . Centro = 96 . fs = 1.13 [Verificato]



Caso: SLV SISMA SU (SLV) . Descrizione: Sisma 1+1+R Su . Centro = 96 . fs = 1.22 [Verificato]



Caso: SLV SISMA GIU (SLV) . Descrizione: Sisma 1+1+R Giu . Centro = 96 . fs = 1.23 [Verificato]



Dettaglio della verifica di stabilità globale.

Per la lettura delle verifiche effettuate in questa fase si rimanda invece al seguente *ALLEGATO 1 – Verifica preliminare muro di contenimento su micropali – Funtana Manna* –



6. DIMENSIONAMENTO DELLE BARRIERE FLESSIBILI DEBRIS FLOW

Il progetto in esame prevede la realizzazione di n. 1 barriera flessibile di contenimento di fenomeni di colate di detrito da installarsi lungo il rio Funtana Manna di altezza pari a 3.5 m e larghezza di 20 m avente una resistenza alla pressione dinamica non inferiore a 100 kN/m²;

In linea generale, la barriera metallica flessibile è costituita da un insieme di reti metalliche dispiegate sui versanti, sostenute da elementi rigidi denominati montanti, vincolati o ad appoggiati al terreno, e da elementi flessibili (tipicamente funi), che sono vincolati al terreno mediante opere di fondazione.

La progettazione delle barriere metalliche flessibili richiede che queste vengano posizionate sulle pareti in modo tale da intercettare le colate od i massi in movimento ed arrestarli, creando un bacino di deposito a monte. L'arresto nel caso specifico della colata comporta che la barriera possa deformarsi in modo da dissipare, con un adeguato margine di sicurezza, l'energia cinetica della massa impattante.

La barriera sarà composta indicativamente dai seguenti componenti:

- struttura di intercettazione principale in rete d'acciaio: ha la funzione di sostenere direttamente l'urto diretto della colata e di trasmettere le conseguenti sollecitazioni alle strutture di supporto e di fondazione; essa è costituita da una o più reti metalliche sovrapposte, in cui la rete principale è formata da cavi o fili metallici di differente tipologia connessi in vari modi: per esempio rete in maglia di fune connesse da borchie o rete ad anelli reciprocamente interconnessi;
- montanti di sostegno in acciaio;
- dissipatori di energia in tubo d'acciaio manicottato o altri sistemi equivalenti;
- funi di supporto e controventatura in acciaio zincato ad anima metallica, quattro per lato, per un totale di otto ancoraggi.



Figura 4 – Esempio di barriera debris flow in fase di realizzazione ed esempio di barriera interessata da evento.



6.1 COMPONENTI FUNZIONALI

Il presente paragrafo descrive i principali componenti funzionali di una barriera flessibile in rete metallica, secondo lo schema rappresentato nella figura seguente.

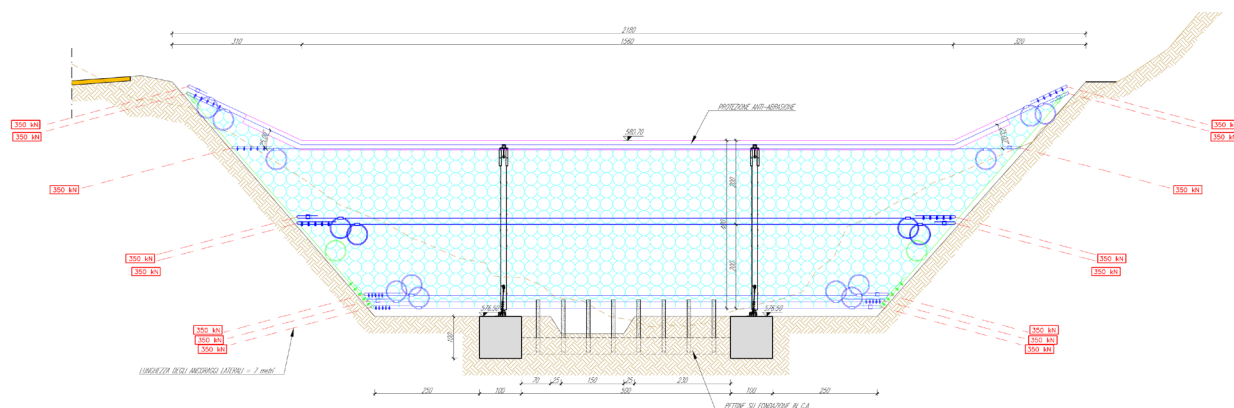


Figura 5 – Vista frontale e particolari della barriera flessibile. Sezione tipologica

6.1.1 Dissipatori di energia

Con il termine “*dissipatori di energia*” o “*freni*” si intendono elementi tecnologici installati sulle funi progettati per deformarsi in modo controllato sotto l’azione di una forza. Questi elementi consentono, pertanto, sia di dissipare parte dell’energia posseduta dalla colata impattante, sia di favorire la deformazione della barriera. Le tipologie di dissipatori maggiormente utilizzate nella pratica sono quelle in cui si ha la deformazione plastica del materiale costituente e quelle in cui si ha reciproco scorrimento tra gli elementi costituenti. Usualmente quest’ultima tipologia è ottenuta facendo in modo che un sistema di funi sia costretto a scorrere tra piastre metalliche serrate con bulloni o morsetti. In linea generale il comportamento di un dissipatore di energia è descritto dal diagramma spostamento-forza applicata, dall’energia che il dissipatore può assorbire durante lo spostamento, rappresentata dall’area sottesa alla curva spostamento-forza applicata e dal massimo allungamento consentito.

6.1.2 Struttura d’intercettazione

La superficie di intercettazione è costituita da una rete metallica ad anelli, che ha la funzione di sostenere la forza trasmessa dalla colata alla rete durante l’impatto. I pannelli di rete saranno incatenati tra loro in almeno 6 punti e connessi mediante l’ausilio di grilli. Essi avranno diametro non maggiore di 350 mm e saranno collegati tra loro con una o più funi metalliche intermedie e con funi di rinforzo superiori ed inferiori, dimensionate in modo da trasmettere correttamente le forze applicate, senza costituire un elemento di irrigidimento o di debolezza. La maglia della fune sarà non superiore a 400 cm², ed il diametro sarà non inferiore a 11 mm.

Le reti ad anelli hanno un comportamento che è regolato dallo scorrimento reciproco degli anelli tra di loro, nonché dalla deformabilità e dalla resistenza degli anelli stessi: tali caratteristiche sono legate alla tipologia di assemblaggio dell’anello e al diametro del filo elementare che lo costituisce.



6.1.3 Funi e collegamenti morsettati

Le funi che costituiscono la struttura di connessione sono essenzialmente funi spirodali ad anima metallica con fili protetti contro la corrosione mediante zincatura (UNI EN 10244-2).

La scelta della tipologia di protezione deve essere adeguata alle condizioni ambientali: è infatti molto importante per garantire la durabilità dell'opera nel tempo.

I collegamenti tra le funi sono usualmente realizzati mediante morsetti: la connessione deve garantire una resistenza ultima superiore al carico limite a rottura della fune.

6.1.4 Fondazioni delle funi di controvento

Le fondazioni della barriera sono le strutture che trasmettono al terreno le forze, che si ripartiscono sulla struttura di connessione durante l'impatto. Le fondazioni devono essere dimensionate sulla base delle forze di trazione da supportare e delle caratteristiche geotecniche delle formazioni geologiche sulla quali devono operare, sia in termini di diametro di perforazione che di lunghezza del tratto cementato.

6.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLA BARRIERA FLESSIBILE

6.2.1 Aspetti generali

Per il dimensionamento delle lunghezze di ancoraggio dei sistemi proposti si fa riferimento generalmente a tre verifiche, in particolare:

- Si verifica la resistenza della fune;
- Si verifica l'interfaccia malta – acciaio;
- Si verifica l'interfaccia malta – terreno.

I dati necessari riguardano le azioni che vengono scaricate sugli ancoraggi e le caratteristiche del terreno. Le azioni trasmesse sugli ancoraggi sono state calcolate all'interno dei paragrafi successivi.

Per quanto riguarda la barriera paramassi si hanno a disposizione le registrazioni delle celle di carico installate in corrispondenza degli ancoraggi durante i test di omologazione in campo prove, quindi in ambiente controllato. Questi valori possono essere considerati come valori di progetto, in quanto sono i valori indotti da un impatto ad energia pari a quella per cui è certificata la barriera.

Per quanto riguarda la barriera debris-flow, si ha una situazione leggermente diversa: si utilizzano dei metodi empirici per il calcolo delle energie coinvolte. Dal punto di vista teorico si ha che per una barriera debris-flow si osservano carichi localizzati minori rispetto a quelli che si hanno in una barriera paramassi e si osserva una fase di rallentamento meno repentina (le velocità d'impatto sono inferiori), mentre si ha un peso maggiore dei carichi dinamici. Nel calcolo della struttura occorre tenere conto del carico limite dell'elemento che potrebbe andare in crisi, in particolare le funi, e stimare l'azione delle forze che agiscono su ciascun ancoraggio.



Note le forze agenti sugli ancoraggi si fanno le verifiche già presentate, osservando che la verifica più severa, e comunque quella che nella totalità delle volte (per terreno come quelli nel caso in esame) risulta essere quella critica, è la verifica sull'interfaccia tra malta e terreno. In particolare si verifica che gli sforzi agenti all'interfaccia considerata non siano maggiori di quelli che possono essere sopportati dall'interfaccia stessa.

L'azione agente è quella di progetto, mentre l'azione resistente è quella data dall'integrale degli sforzi limite sull'interfaccia agente. Per quanto riguarda l'interfaccia malta – terreno, a favore di sicurezza, si considera che la superficie dell'interfaccia sia costituita dal cilindro corrispondente alla perforazione; questa assunzione è a favore di sicurezza, in quanto è lecito aspettarsi che ci sia un minimo di compenetrazione tra malta e terreno sulla superficie laterale del foro, ottenendo così un cilindro più largo.

Le barriere dovranno essere collaudate e certificate mediante prove sul campo su larga scala.

L'identificazione delle caratteristiche del sistema assemblato che siano rilevanti per la sua idoneità all'uso mediante:

- Assorbimento d'energia del sistema assemblato;
- Classificazione dei sistemi assemblati;
- Caratteristiche di deformazione dei sistemi assemblati;
- Azioni sulle fondazioni del sistema assemblato.

Inoltre, deve essere valutata ed attestata la conformità e marcatura CE della struttura. La barriera da predisporre per l'intervento in esame deve quindi essere certificata per impatti secondo le indicazioni di crash test contenute nella direttiva e secondo la spinta di progetto.

6.2.2 Calcolo della spinta sulla barriera

Nel calcolo della spinta massima che si può avere sulla barriera, si ricorre alla seguente relazione (PWRI 1984):

$$P_D = k \left(\sigma \frac{U^2}{g} \right) \frac{B}{B_d}$$

dove:

- P_D è la forza d'impatto per unità di superficie;
- σ è la densità del miscuglio (nel caso in esame cautelativamente 22 kN/m²);
- U è la velocità della colata in arrivo,
- G è l'accelerazione di gravità (9,82 m/s²);



- B e B_d sono rispettivamente la larghezza del rio e della barriera; cautelativamente il loro rapporto è stato considerato pari a 1.
- K = coefficiente sperimentale.

Per quello che riguarda la velocità della colata detritica, si fa riferimento allo studio cinematico sul debris flow e il calcolo della forza massima di impatto della colata detritica è quindi :

$$F_{max} = P_D A$$

dove A è la superficie della barriera metallica.

Considerando la pendenza dell'alveo a monte delle barriere previste in progetto, l'ampiezza dell'alveo, la portata di progetto per l'evento di debris flow di TR 200 anni e differenti ipotesi di velocità di impatto e opportuni fattori di sicurezza, sono state definite le seguenti caratteristiche di resistenza alla pressione dinamica:

- Funtana Manna → $H=3.5$ m. Resistenza alla pressione dinamica: 100 kN/m^2 ;

Le verifiche di dimensionamento della resistenza alla pressione dinamica della barriera sono state affrontate con apposito software di calcolo, i cui risultati sono riportati in ALLEGATO 2.

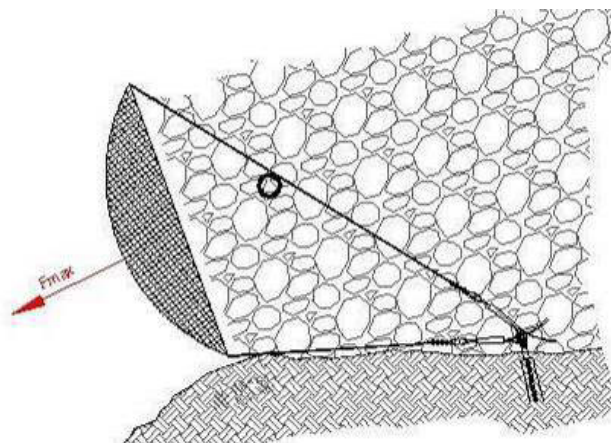


Figura 6 - Forza di spinta nel caso di colata detritica.

Per calcolare la tensione che sollecita il singolo ancoraggio, si può considerare che ogni lato della rete è fissato su quattro ancoraggi laterali (vedi tavole di progetto). In favore di sicurezza si applica al singolo ancoraggio un carico, quindi, pari a poco più di un sesto di quello massimo.

6.2.3 Dimensionamento degli ancoraggi

Gli ancoraggi più utilizzati sono sia in roccia che in terreno, fissati con malta di cemento. In questo tipo di ancoraggi la zona attiva può variare da un minimo di 1,00 m ad oltre 10,0 m, con carichi specifici sul terreno



estremamente limitati che li rendono utilizzabili anche su terreni sciolti. Utilizzando il carico di progetto P per il dimensionamento degli ancoraggi, è sufficiente determinare la lunghezza L della zona attiva.

Nel caso in esame si prevedono preliminarmente i seguenti ancoraggi per la tipologia di barriera prevista:

Barriera	Descrizione	Tipologia	Lunghezza [m]
H=3.5 m Res=100 kN/m ²	Ancoraggio laterale	GA – 7016 / 400	7,00
	Ancoraggio monte		7,00
	Fondazione montanti	GEWI d=32 mm	4,00

Per le verifiche di dimensionamento degli ancoraggi si rimanda all'ALLEGATO 2.

6.3 VERIFICHE E CONTROLLI IN CORSO D'OPERA

Le verifiche in corso d'opera rivestono, nel caso delle barriere flessibili a rete, un carattere di assoluta importanza, in quanto il Direttore dei Lavori deve accertarsi che la barriera scelta risponda in modo corretto alle condizioni progettuali.

In particolare occorre verificare che:

- la barriera sia stata sottoposta a prove in vera grandezza che rispettino la normativa vigente (ETA);
- l'altezza di montaggio sia tale da rispettare le condizioni di intercettazione previste;
- la geometria di montaggio in sito sia stata verificata strutturalmente mediante un calcolo strutturale se questa è molto differente dalla geometria della barriera durante la prova;
- il dimensionamento delle fondazioni della barriera tenga conto delle risultanze dei calcoli strutturali, delle prove di certificazione sulle, barriere, delle indagini geotecniche sui materiali di fondazione e delle prove di trazione in sito sulle fondazioni;
- il montaggio della barriera abbia rispecchiato esattamente il manuale di montaggio del produttore;
- i materiali e le tipologie dei componenti strutturali siano quelli previsti del produttore;
- il numero e le caratteristiche dei morsetti siano conformi con quanto previsto dal produttore e che questi siano stati adeguatamente serrati.



6.3.1 Controlli sulle barriere flessibili e manutenzione

L'opera di protezione è inevitabilmente sottoposta ad eventi come piene, trasporto solido o colate di detrito di magnitudo variabile, avverse condizioni atmosferiche, crollo di alberi, azione delle vegetazione ed incendi, che ne possono pregiudicare il comportamento nel tempo.

Per fronteggiare queste situazioni, che hanno come conseguenza il degrado strutturale dell'opera e che possono rendere inefficace il sistema di protezione, il progettista deve indicare la frequenza di controlli periodici che il committente dovrà eseguire nonché le tipologie di verifica per accertare l'efficacia della barriera e gli eventuali e necessari interventi di manutenzione.

Saranno previsti interventi manutentivi periodici, finalizzati alla rimozione di eventuale materiale depositosi a monte della barriera, in particolare a seguito di eventi pluviometrici di particolare intensità o evidenza di accumulo di sedimenti a monte della stessa. Il piano di monitoraggio deve prevedere controlli regolari e periodici, concentrati a seguito di abbondanti piogge e distacco ed accumulo di materiale.



COMMISSARIO DI GOVERNO CONTRO IL DISSESTO IDROGEOLOGICO
NELLA REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

decreto-legge n. 133 del 12 settembre 2014 art. 7, comma 2

REGIONE AUTONOMA DI SARDEGNA

“INTERVENTI DI DIFESA DA RISCHIO IDROGEOLOGICO NEL COMUNE DI TERTENIA”.

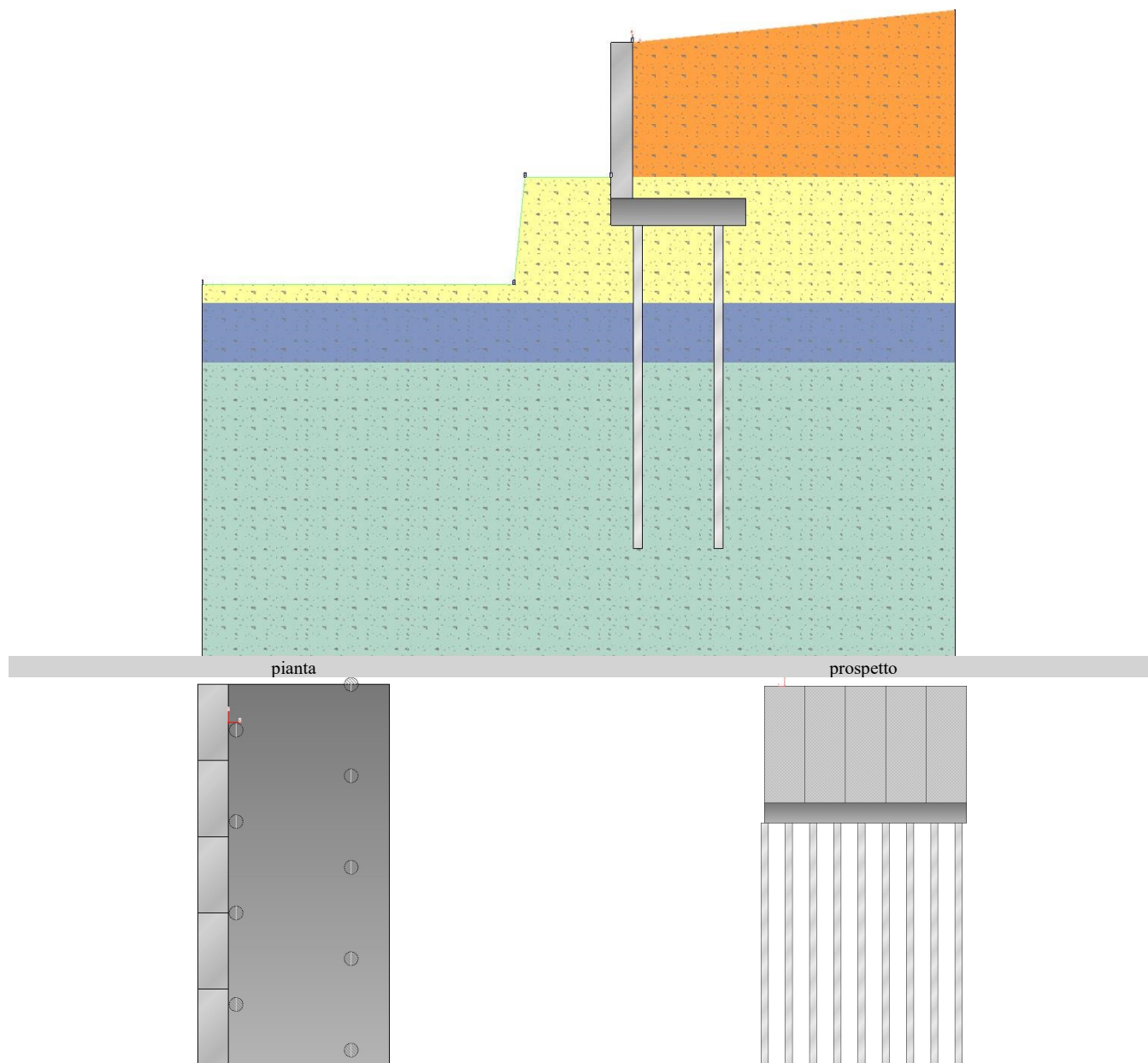
Progetto di fattibilità tecnica ed economica

SRIA
S.r.l.
STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

ALLEGATO 1

Verifica di stabilità globale sul muro di contenimento con micropali – Funtana Manna

- Verifica di stabilità globale MURO CONTRO TERRA -



Riassunto verifiche

Di seguito viene riportata la tabella riassuntiva con i fattori di sicurezza minimi (= rapporto R_d/E_d o C_d/E_d) calcolati per tutte le verifiche.

La verifica si intende superata se il valore del rapporto è maggiore o uguale a 1.0.

Le caselle con i trattini indicano che la verifica corrispondente non va svolta per il relativo Caso di

Carico.

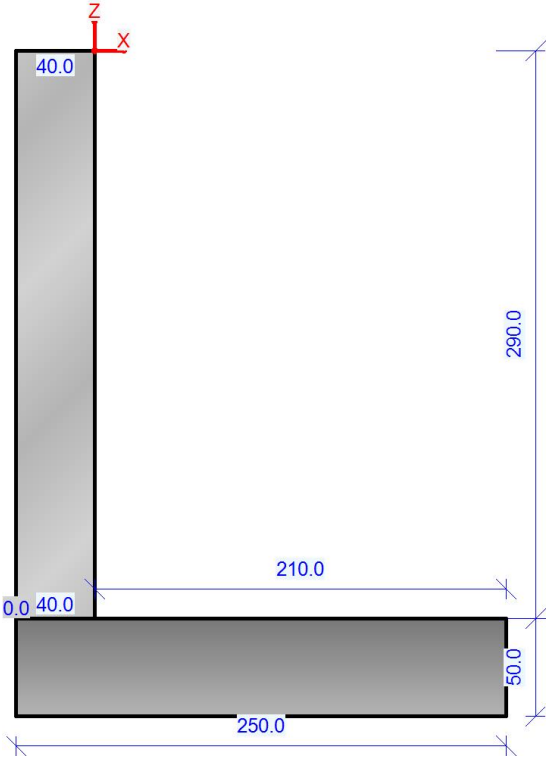
caso di	resistenza	resistenza	stabilità	FS strutturale	FS strutturale	FS strutturale	FS strutturale	FS strutturale	FS strutturale	FS strutturale	FS strutturale	FS strutturale	FS strutturale	FS strutturale
carico	assiale	trasversale	globale	Fusto(pressoflessione)	Fusto(taglio)	Fusto(tensione cls)	Fusto(tensione acciaio)	Fusto(apertura fessure)	Fondazione(flessione)	Fondazione(taglio)	Fondazione(tensione cls)	Fondazione(tensione acciaio)	Fondazione(apertura fessure)	Pali(tens.d.)
1 - STR(SLU)	1.02	7.35	---	3.38	3.89	---	---	---	1.83	1.53	---	---	---	1.27
2 - GEO(SLU_GEO)	---	---	1.13	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
3 - SLV_SISMA_SU(SLV)	1.17	6.22	1.22	2.55	3.4	---	---	---	1.6	1.63	---	---	---	1.2
4 - SLV_SISMA_GIU(SLV)	1.03	5.7	1.23	2.31	3.13	---	---	---	1.44	1.45	---	---	---	1.09
5 - SLD_SISMA_SU(SLD)	1.28	8.11	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
6 - SLD_SISMA_GIU(SLD)	1.21	7.73	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
7 - RARA(RARA)	---	---	---	---	---	22.84	3.63	---	---	---	16.83	1.85	---	---
8 - FREQ(FREQUENTE)	---	---	---	---	---	---	---	3.5	---	---	---	---	1.34	---
9 - Q.PERM.(QUASI_PERM)	---	---	---	---	---	17.13	---	2.63	---	---	12.63	---	1.01	---

Muro Verificato!

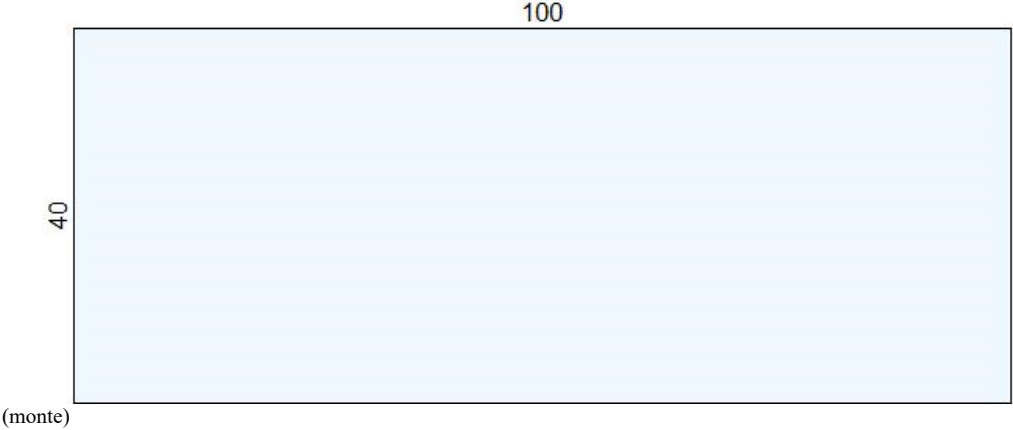
[Verifiche Superate]

- Elementi strutturali

- Muro e fondazione

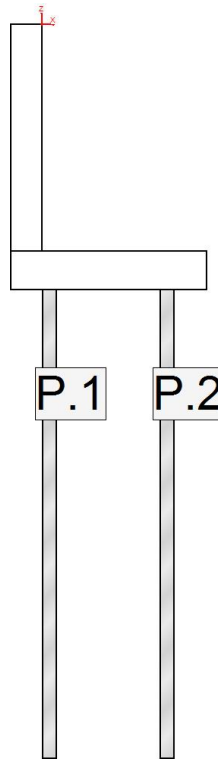


Sezione 1:
(valle)



Sezione n. 1:
Area [cm2]: 4 000.0
Jz,g [cm4]: 533 333
Jy,g [cm4]: 3 333 333
Zg [cm]: 0.0
Yg [cm]: 20.0

- Pali



Fila 1:

- lunghezza = 600 [cm]
- interasse = 120 [cm]
- scostamento iniziale = 60 [cm]
- dist. bordo fondazione = 50 [cm]
- inclinazione = 0 °
- tipo = micropalo
- vincolo = incastro
- Ø interno micropalo = 9.8 [cm]
- Ø esterno micropalo = 11.4 [cm]
- Ø perforazione = 18 [cm]

Fila 2:

- lunghezza = 600 [cm]
- interasse = 120 [cm]
- scostamento iniziale = 0 [cm]
- dist. bordo fondazione = 200 [cm]
- inclinazione = 0 °
- tipo = micropalo
- vincolo = incastro
- Ø interno micropalo = 9.8 [cm]
- Ø esterno micropalo = 11.4 [cm]
- Ø perforazione = 18 [cm]

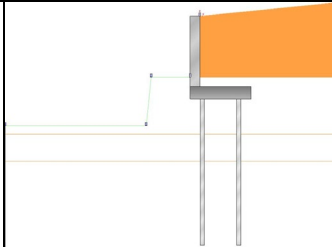
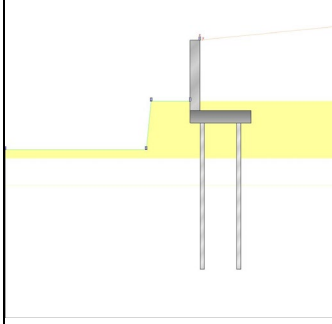
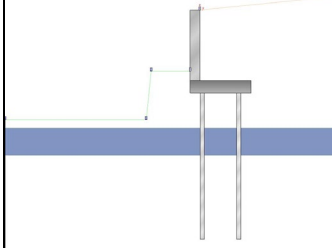
- Terreno

- Profili di Monte e Valle

MONTE				VALLE		
punto	x [cm]	z [cm]		punto	x [cm]	z [cm]
1	0	0		1	-40	-250
2	600	60		2	-200	-250
				3	-220	-450
				4	-800	-450

Coordinate vertici profilo di monte e di valle.

- Strati

strato e terreno	dati inseriti	disegno strato	coord. (x;z)
- 1 - Strato 1 (Riempimento colata debris) Terreno 1 (non coesivo) (Materiale colata) $c' = 0$ [daN/cm ²] $\gamma = 18$ [kN/m ³] $\varphi = 22.5^\circ$	$h = 0$ $i = 0^\circ$		1 (600;-250)[cm] 2 (600;60)[cm] 3 (0;0)[cm] 4 (0;-250)[cm]
- 2 - Strato 2 (Riporto e terrapieno) Terreno 2 (non coesivo) (Riporto) $c' = 0$ [daN/cm ²] $\gamma = 18.6$ [kN/m ³] $\varphi = 28^\circ$	$h = -250$ $i = 0^\circ$		1 (600;-485)[cm] 2 (600;-250)[cm] 3 (0;-250)[cm] 4 (0;-290)[cm] 5 (210;-290)[cm] 6 (210;-340)[cm] 7 (-40;-340)[cm] 8 (-40;-290)[cm] 9 (-40;-250)[cm] 10 (-200;-250)[cm] 11 (-220;-450)[cm] 12 (-800;-450)[cm] 13 (-800;-485)[cm] 14 (0;-485)[cm]
- 3 - Strato 3 (Filladi estrem alter) Terreno 3 (non coesivo) (Ghiaia sabbiosa estrem alter) $c' = 0.05$ [daN/cm ²] $\gamma = 18$ [kN/m ³] $\varphi = 27^\circ$	$h = -485$ $i = 0^\circ$		1 (600;-595)[cm] 2 (600;-485)[cm] 3 (0;-485)[cm] 4 (-800;-485)[cm] 5 (-800;-595)[cm] 6 (0;-595)[cm]

- 4 - Strato 4 (Filladi estrem alter e fratt) Terreno 4 (non coesivo) (Ghiaia sabbiosa estrem alter fratt) $c' = 0.03$ [daN/cm ²] $\gamma = 18$ [kN/m ³] $\varphi = 25^\circ$	$h = -595$ $i = 0^\circ$		1 (600;-1140)[cm] 2 (600;-595)[cm] 3 (0;-595)[cm] 4 (-800;-595)[cm] 5 (-800;-1140)[cm]
---	-----------------------------	--	--

Stratigrafia.

- Normativa, materiali e modello di calcolo

- Norme Tecniche per le Costruzioni 17/01/2018

- Approccio 2

Coeff. sulle azioni	Coeff. proprietà terreno	Coeff. resistenze
- permanenti/favorevole = 1 - permanenti/sfavorevole = 1.3 - permanenti non strutturali/favorevole = 0.8 - permanenti non strutturali/sfavorevole = 1.5 - variabili/favorevole = 0 - variabili/sfavorevole = 1.5	- Coesione = 1 - Angolo di attrito = 1 - Resistenza al taglio non drenata = 1	- Capacità portante = 1.4 - Scorrimento = 1.1 - Resistenza terreno a valle = 1.4 - Ribaltamento = 1.15 - Capacità portante (sisma) = 1.2 - Scorrimento (sisma) = 1 - Resistenza terreno a valle (sisma) = 1.2 - Ribaltamento (sisma) = 1

- combinazione 2 per stabilità globale -

Combinazione 2		
Coeff. sulle azioni	Coeff. proprietà terreno	Coeff. resistenze
- permanenti/favorevole = 1 - permanenti/sfavorevole = 1 - permanenti non strutturali/favorevole = 0.8 - permanenti non strutturali/sfavorevole = 1.3 - variabili/favorevole = 0 - variabili/sfavorevole = 1.3	- Coesione = 1.25 - Angolo di attrito = 1.25 - Resistenza al taglio non drenata = 1.4	- Stabilità globale = 1.1 - Stabilità globale (sisma) = 1.2

- Dati di progetto dell'azione sismica:

L'analisi è stata eseguita in condizioni sismiche; parametri scelti :

- località = TERTENIA [39.69751800,9.57606600]
- vita nominale = 50 anni
- classe d'uso = II
- SLU = SLV
- SLE = SLD
- categoria di sottosuolo = cat B
- categoria topografica = categoria T2
- ag (SLV) = 1.0378 m/s^2
- F_0 (SLV) = 2.4981
- ag (SLD) = 0.3906 m/s^2
- F_0 (SLD) = 2.5703

- beta m (SLV)= 1
- beta m (SLD)= 1
- beta r (SLV)= 1
- beta s (SLV)= 0.38
- beta s (SLV)= 0.47
- > kh (muro,SLV) = 0.1523
- > kv (muro,SLV) = 0.0762
- > kh (muro,SLD) = 0.0573
- > kv (muro,SLD) = 0.0287
- > kh (ribaltamento,SLV) = 0.1523
- > kv (ribaltamento,SLV) = 0.0762
- > kh (pendio,SLV) = 0.0579
- > kv (pendio,SLV) = 0.0289
- > kh (pendio,SLD) = 0.0269
- > kv (pendio,SLD) = 0.0135

- Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo	Acciaio
- Descrizione = C28/35	- Descrizione = B450C
- $f_{ck} = 290.5$ [daN/cm ²]	- $E = 2100000$ [daN/cm ²]
- $\gamma_c = 1.5$	- $f_{yk} = 4500$ [daN/cm ²]
- $f_{cd} = 164.62$ [daN/cm ²]	- $f_{tk} = 5175$ [daN/cm ²]
- $E_{cm} = 325881.08$ [daN/cm ²]	- $\epsilon_{yd} = 0.1863$ %
- $\alpha_{cc} = 0.85$	- $\epsilon_{ud} = 6.7500$ %
- $\epsilon_{c2} = 0.2000$ %	- $\gamma_s = 1.15$
- $\epsilon_{cu2} = 0.3500$ %	- $f_{yd} = 3913.04$ [daN/cm ²]
- γ (p.vol.) = 25 [kN/m ³]	- $f_{ud} = 4439.81$ [daN/cm ²]

Condizioni ambientali (fusto, monte) = ordinario (X0, XC1, XC2, XC3).

Condizioni ambientali (fusto, valle) = ordinario (X0, XC1, XC2, XC3).

Condizioni ambientali (fondazione) = ordinario (X0, XC1, XC2, XC3).

- Opzioni di calcolo

La verifica di stabilità globale viene eseguita con i metodi di Fellenius e Bishop semplificato, utilizzando il coefficiente di sicurezza minore.

- Attrito stab. globale / ϕ' o $C_u = 1$

Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti dell'opera viene svolto con il metodo degli elementi finiti (FEM). Gli elementi schematizzanti il muro hanno peso e caratteristiche meccaniche proprie dei materiali di cui è costituito. Il terreno spingente (a monte) è rappresentato per mezzo di azioni distribuite applicate sugli elementi. Il terreno di fondazione è rappresentato per mezzo di elementi finiti non-lineari (con parzializzazione), con opportuno coefficiente di reazione alla Winkler in compressione.

- lunghezze aste elevazione = 20 [cm]
- lunghezze aste fondazione = 10 [cm]
- coefficiente di reazione del terreno (Winkler) = 5 [daN/cm³]

- Carichi

- Carichi sulla Struttura

Considera come carico principale variabile (per coeff. psi [NTC18 2.5.3]) i casi di tipo: tutti

- Casi di Carico

caso	coefficienti per i carichi
STR (SLU) descr. = SLU A1+M1+R3 coeff. = 1.3(pp.), 1.3(ter.m.), 1.3(fld.m.)1.3(ter.cs.), 1.3(fld.cs.)	nessun carico
GEO (SLU_GEO) descr. = SLU A2+M2+R2 coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	nessun carico
SLV_SISMA_SU (SLV) descr. = Sisma_1+1+R_Su coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	nessun carico
SLV_SISMA_GIU (SLV) descr. = Sisma_1+1+R_Giu coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	nessun carico
SLD_SISMA_SU (SLD) descr. = Sisma_1+1+R_Su coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	nessun carico
SLD_SISMA_GIU (SLD) descr. = Sisma_1+1+R_Giu coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	nessun carico
RARA (Caratteristica) descr. = SLE caratteristica (rara) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	nessun carico
FREQ. (Frequente) descr. = SLE frequente coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	nessun carico
Q.PERM. (Quasi_Perm) descr. = SLE quasi permanente coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	nessun carico

Casi di Carico

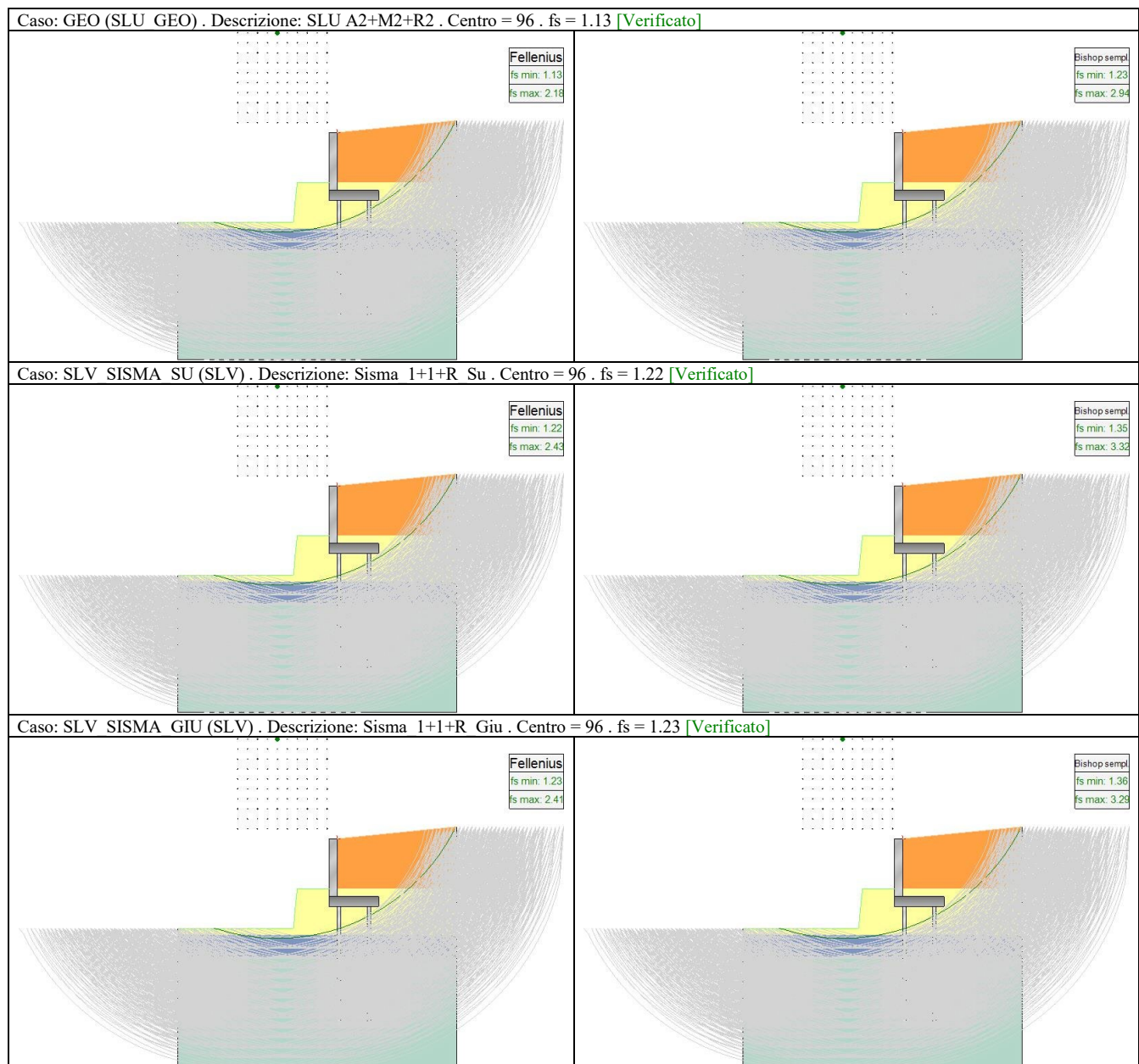
- Verifiche Geotecniche

Viene valutata la portata di ogni singolo palo :

caso di carico	palo (n° fila)	N [kN] -	Qtc [kN] (compressione)	fs >1;<1	Qtt [kN] (trazione)	fs >1;<1	T [kN] -	Rtr [kN] (trasversale)	fs >1;<1
1 - STR (SLU)	1	-224.9047	229.6764	1.02	-147.9116	-	34.4946	264.4374	7.67
1 - STR (SLU)	2	-77.5075	229.6764	2.96	-147.9116	-	35.997	264.4374	7.35
3 - SLV_SISMA_SU (SLV)	1	-196.8222	229.6764	1.17	-147.9116	-	40.6178	264.4374	6.51
3 - SLV_SISMA_SU (SLV)	2	-25.1757	229.6764	9.12	-147.9116	-	42.5412	264.4374	6.22
4 - SLV_SISMA_GIU (SLV)	1	-222.8291	229.6764	1.03	-147.9116	-	44.242	264.4374	5.98
4 -	2	-33.2574	229.6764	6.91	-147.9116	-	46.3599	264.4374	5.7

SLV_SISMA_GIU (SLV)									
5 - SLD_SISMA_SU (SLD)	1	-180.0002	229.6764	1.28	-147.9116	-	31.2199	264.4374	8.47
5 - SLD_SISMA_SU (SLD)	2	-48.256	229.6764	4.76	-147.9116	-	32.6196	264.4374	8.11
6 - SLD_SISMA_GIU (SLD)	1	-190.2638	229.6764	1.21	-147.9116	-	32.7137	264.4374	8.08
6 - SLD_SISMA_GIU (SLD)	2	-50.8988	229.6764	4.51	-147.9116	-	34.1972	264.4374	7.73

Portate dei singoli pali.



Dettaglio della verifica di stabilità globale.



COMMISSARIO DI GOVERNO CONTRO IL DISSESTO IDROGEOLOGICO
NELLA REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

decreto-legge n. 133 del 12 settembre 2014 art. 7, comma 2

REGIONE AUTONOMA DI SARDEGNA

“INTERVENTI DI DIFESA DA RISCHIO IDROGEOLOGICO NEL COMUNE DI TERTENIA”.

Progetto di fattibilità tecnica ed economica

SRIA
S.r.l.
STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

ALLEGATO 2

– Dimensionamento ancoraggi rete debris Funtana Manna

COMUNE DI TERTENIA

NUORO

**Dimensionamento degli ancoraggi
flessibili e delle barre di fondazione per
le barriere contro le colate detritiche sul
rio Funtana Manna
H=3.5 m – Resistenza 100 kN/m²**



INDICE

1	<i>Premessa</i>	3
2	<i>Quadro normativo</i>	3
3	<i>Nota sugli Eurocodici</i>	3
4	<i>Modello di riferimento</i>	3
4.1	<i>Azioni</i>	4
4.2	<i>Resistenze</i>	4
5	<i>Modello di calcolo</i>	6
5.1	<i>Verifica sezione acciaio</i>	6
5.2	<i>Verifica dell'interfaccia acciaio – malta</i>	7
5.3	<i>Verifica dell'interfaccia malta – substrato</i>	8
6	<i>Azioni di progetto sugli ancoraggi</i>	9
7	<i>Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione</i>	10
7.1	<i>Ancoraggi flessibili (lateralmente e di monte) Barriera H=4 m – Resistenza alla pressione di impatto di 100 kN/m²</i>	11
7.2	<i>Barre per la fondazione dei montanti</i>	12
8	<i>Conclusioni</i>	12

1 Premessa

La presente relazione affronta il calcolo delle lunghezze degli ancoraggi per le barriere contro le colate detritiche previste per il rio Funtana Manna ($H=3.5$ m), certificate per resistere ad una pressione di impatto pari a 100 kPa.

Il calcolo delle fondazioni delle barriere è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 17.01.2018), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

2 Quadro normativo

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle “*Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii*” delle NTC, mentre è normato dall'Eurocodice 7 “*Progettazione geotecnica*”.

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- DM 17.01.2018– Norme tecniche per le costruzioni
- EN1997-1 Progettazione Geotecnica
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” del giugno 2012

3 Nota sugli Eurocodici

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 e 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.

L'applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell'approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza può influire molto sul risultato finale.

4 Modello di riferimento

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere contro le colate detritiche si opera nel seguente modo:

1. Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati
2. Si inserisce nel foro un elemento metallico
3. Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra elemento metallico e foro

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

- la verifica della sezione di acciaio
- la verifica dell'adesione acciaio – malta
- la verifica dell'adesione malta – substrato

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente disequaglianza:

$$a) \quad E_D \leq R_D$$

dove:

- E_D sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto
- R_D sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto

4.1 Azioni

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero il carico derivante da un fenomeno di colata detritica o fangosa.

Tuttavia, non è facile definire un carico univoco sugli ancoraggi, vista la variabilità del fenomeno, per questa ragione, per la barriera individuata, si valuta la resistenza ultima che l'ancoraggio è in grado di sostenere ed il dimensionamento viene fatto tenendo conto di questi valori.

4.2 Resistenze

Le resistenze considerate nella a) hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando.

Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno (X), sia alle resistenze (R) o a entrambi i parametri.

Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta- substrato.

In generale si ha:

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{R_{ep}}; X_k / \gamma_M; a_D)$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k; a_D) / \gamma_R$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D) / \gamma_R$$

dove:

- F_{Rep} sono le azioni rappresentative
- X_k sono i parametri dei materiali
- a_D è l'accelerazione di progetto, nel caso sismico
- γ_M sono i fattori parziali per il terreno
- γ_R sono i fattori parziali per le resistenze

Per le barriere contro le colate detritiche gli ancoraggi si differenziano in ancoraggi in barra (presenti solo nelle barriere con montanti di sostegno) e ancoraggi flessibili. Si differenziano gli approcci utilizzati per gli ancoraggi di monte e laterali rispetto alle fondazioni dei montanti; i primi sono assimilati a tiranti passivi mentre i secondi a pali di fondazione.

Per gli ancoraggi flessibili, assimilati a tiranti di ancoraggio (cap. 6.6 delle NTC) si utilizza il coefficiente γ_R relativo all'approccio A1+M1+R3, nel caso di tiranti permanenti e che risulta pari a 1,2.

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Tabella 1. Coefficiente parziali γ_R da applicare alla resistenza per gli ancoraggi flessibili.

Per le fondazioni alla base dei montanti si utilizza l'approccio indicato per i pali trivellati, sempre considerando approccio A1+M1+R3 (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018); per cui γ_R vale 1,25 a trazione e 1,15 a compressione.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^{*)}	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^{*)} da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 2. Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione (ξ_a) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento (a. dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b. con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.

5 Modello di calcolo

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta
3. verifica dell'interfaccia malta – substrato

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.

5.1 Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula a) sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$b) \quad F_d \leq \frac{R_c}{\gamma_s} = R_d$$

dove:

- F_D è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- R_C è il valore rappresentativo della resistenza dell'ancoraggio
- γ_S è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15
- R_D la resistenza di progetto dell'ancoraggio

5.2 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta

In questo caso la formula a) si esplicita nel seguente modo:

$$c) \quad F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

dove:

- F_D è l'azione di progetto
- γ_M è il fattore parziale per l'adesione acciaio – malta, pari a 1.5
- τ_{a-m} è l'adesione acciaio - malta
- S_{Lat} è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- L è la lunghezza dell'ancoraggio

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$d) \quad \tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}; \text{ dove } \eta = 1 \text{ per diametri } \leq 32$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove f_{ck} è la resistenza caratteristica della malta di iniezione.

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{barra}$$

dove d è il diametro della barra.

In caso di ancoraggi flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggio}$$

Dove $d_{ancoraggio}$ è il diametro utile dell'ancoraggio considerato.

Dalla c), inserendo la formula d), in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio per il caso in esame.

$$e) \quad L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{a-m}}$$

5.3 Verifica dell'interfaccia malta – substrato

In questo caso la formulazione a) assume la seguente forma:

$$f) \quad F_D \leq \frac{R_{ac}}{\gamma_R}$$

dove:

- R_{ac} è il valore massimo di resistenza a sfilamento
- γ_R è il fattore di sicurezza parziale per ancoraggi permanenti
- F_D è l'azione di progetto sull'ancoraggio

Mentre R_{ac} è pari a:

$$g) \quad R_{ac} = \pi \cdot D_s \cdot L \cdot \frac{q_s}{\zeta_a}$$

Dove:

- D_s è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente;
- q_s è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;
- L è la lunghezza dell'ancoraggio;
- ζ_a è il fattore parziale sulla determinazione di q_s .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo α_d e il diametro di perforazione D_d .

il plinto nel terreno. Ipotizzando il plinto eseguito ad opera d'arte si considera che le azioni si trasmettano direttamente sulle barre GEWI da 32 mm.

Inoltre dall'analisi dei carichi durante i test in vera grandezza e analizzando l'impatto di una colata sulla barriera, le azioni principali che si generano sono a trazione/compressione e si possono quindi trascurare le azioni a taglio.

7 Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi delle barriere contro le colate detritiche in oggetto.

Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

- 1) F_d azione di progetto;

Ancoraggi flessibili = 350 kN

Barre di ancoraggio = 200 kN

- 2) R_d resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1.15);

Ancoraggi flessibili GA-7016 / 400 = 400 kN

Ancoraggi in barra GEWI 32 mm = 349 kN

- 3) τ_{a-m} adesione acciaio-malta;

Dalla formulazione d), considerando un valore di f_{ck} pari a 20 N/mm², si ottiene $\tau_{a-m} = 2.32$ N/mm².

- 4) γ_M fattore parziale per l'adesione malta – acciaio

Pari a 1,5.

- 5) S_{Lat} è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

S_{Lat} ancoraggi flessibili GA-7016 / 400 = 119.7 mm

S_{Lat} barre GEWI 32 mm = 60.5 mm

- 6) R_{ac} valore massimo di resistenza a sfilamento

Calcolato con la formula g) e dipendente dai seguenti parametri 7), 8), 9), 10):

7) D_s è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo (α_s)

D_d [diametro di perforazione] = 90 mm

$\alpha_s = 1$, secondo tabelle Raccomandazioni AICAP, nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU).

8) L , lunghezza degli ancoraggi

9) ξ_a fattore parziale sulla determinazione di q_s

ξ_a pari a 1,8 per gli ancoraggi flessibili, equiparati a tiranti di ancoraggio e pari a 1,7 per le barre di ancoraggio.

Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti prove di estrazione da cui ricavare un parametro di aderenza malta-substrato.

10) q_s è la resistenza unitaria limite allo scorrimento

La resistenza unitaria viene ricavata valutando le caratteristiche litologiche del substrato e da queste tramite riferimenti bibliografici (AICAP 2012) si è ricavato il valore di resistenza unitaria che risulta essere pari a 0,4 N/mm². Tale valore è valido per un substrato costituito da grana mista.

11) γ_R fattore di sicurezza parziale per ancoraggi permanenti

Pari a 1,2 per gli ancoraggi flessibili.

Pari a 1,3 per gli ancoraggi in barra

7.1 Ancoraggi flessibili (lateralali e di monte) Barriera $H=3.5$ m – Resistenza alla pressione di impatto di 100 kN/m²

Verifica della sezione di acciaio:

$$350 \text{ kN} \leq 400 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{s_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 350000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1891 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{\text{substrato-malta}}} = \frac{1.2 \cdot 1.8 \cdot 350000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.4} = 6687 \text{ mm}$$

Considerando il massimo valore tra le due verifiche ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza degli ancoraggi di monte e laterali diviene pari a 7.0 m.

7.2 Barre per la fondazione dei montanti

Verifica della sezione di acciaio:

$$200 \text{ kN} \leq 349 \text{ kN} \quad \text{soddisfatta}$$

Verifica sfilamento acciaio-malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{\text{lat}} \cdot \tau_{\text{acciaio-malta}}} = \frac{1.5 \cdot 200000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1080 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione-substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{\text{substrato-malta}}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 200000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.4} = 3910 \text{ mm}$$

Considerano la lunghezza massima tra le due verifiche ed approssimando all'unità superiore si ottiene una lunghezza delle barre sotto i montanti pari a 4.0 m.

8 Conclusioni

Alla luce dalle nuove Norme Tecniche, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggio del sistema di fondazioni delle barriere contro le colate detritiche in oggetto. La scelta delle barriere suddette è motivata dal fatto che esse sono le uniche barriere testate in vera grandezza e appositamente studiate per questo tipo di fenomeno naturale.

Di seguito si illustra il riassunto dei risultati:

Barriera	Descrizione	Tipologia	Lunghezza [m]
FUNTANA MANNA H=3.5 m Res=100 kN/m ²	Ancoraggio laterale	GA – 7016 / 400	7,00
	Ancoraggio monte		7,00
	Fondazione montanti	GEWI d=32 mm	4,00

Tabella 3. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi



COMMISSARIO DI GOVERNO CONTRO IL DISSESTO IDROGEOLOGICO
NELLA REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

decreto-legge n. 133 del 12 settembre 2014 art. 7, comma 2

REGIONE AUTONOMA DI SARDEGNA

“INTERVENTI DI DIFESA DA RISCHIO IDROGEOLOGICO NEL COMUNE DI TERTENIA”.

Progetto di fattibilità tecnica ed economica

SRIA
S.r.l.
STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

ALLEGATO 3

- **Verifica dimensionamento rete debris Funtana Manna**

VERIFICHE DI DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DEBRIS – FUNTANA MANNA

Nome 502_Tertenia
progetto
Data/Autore SRIA

Tipo e densità della colata detritica				
		Carichi 1	Carichi 2	Carichi 3
Tipo di colata detritica (granulare o colata di fango)	Tipo	granulare	colata di fango	caso senza carico
Densità del materiale della colata detritica	$\rho =$	2050	2000	kg/m ³
Peso specifico del materiale della colata detritica	$\gamma =$	20.1	19.6	kN/m ³
Contenuto di acqua	$W =$	0.36	0.39	-

Volume della colata detritica e numero di ondate				
		Carichi 1	Carichi 2	Carichi 3
Volume totale della colata detritica (incl. acqua)	$V_{tot} =$	1300	1300	m ³
Numero di ondate	$N =$	1	1	
Volume di ogni ondata (medio)	$V_N =$	1,300	1,300	m ³
Volume della prima ondata (consigliato)	$V_{N1,rec} =$	1,300	1,300	m ³
Volume della prima ondata (scelto)	$V_{N1} =$	1300	1300	m ³

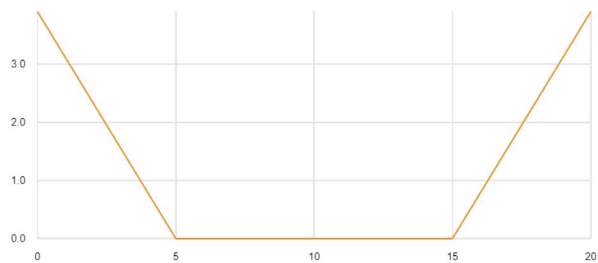
Portata di picco				
		Carichi 1	Carichi 2	Carichi 3
Portata di picco (in acc. a Rickenmann)	$Q_{N,rec} =$	36.2	36.2	m ³ /s
Portata di picco (scelta)	$Q_p =$	5.6	5.6	m ³ /s

Fattore di sicurezza				
Fattore di sicurezza globale	$SF =$	1		-

Riepilogo dei risultati				
Sistema di protezione multilivello contro le colate detritiche	No.	Fattore di sicurezza	Verifica	Volume contenuto
GEOBRUGG UX100-H4	No. 1 Debris	2.12	verificato !	875.9 m ³

Volume contenuto				
Volume contenuto totale	$V_{t,tot} =$	876	m ³	
Volume contenuto richiesto	$V_{tot,max} =$	800	m ³	
Differenza	$V_{t,reserve} =$	76	m ³	
Verifica del volume contenuto		verificato !		
Verifica del sistema generale		verificato !		

Posizione della barriera no. 1			
Altezza sistema	$H_{0,1} =$	4	m
Larghezza dell'alveo a livello delle funi di supporto superiori	$b_{0,1} =$	20	m
Larghezza dell'alveo a livello delle funi di supporto inferiore	$b_{u,1} =$	10	m
Distanza dalla barriera successiva a monte	$L_{0,1} =$	500	m



Inclinazione dell'alveo e volume contenuto			
Altezza del sistema con la barriera riempita	$H_{1,1} =$	3.0	m
Inclinazione media dell'alveo a monte della barriera	$i_{s,1} =$	30	%
Inclinazione dei depositi della barriera riempita (in acc. a Rickenmann)	$i'_{s,1,rec} =$	20.0	%
Inclinazione dei depositi della barriera riempita (scelta)	$i'_{s,1} =$	22	%
Angolo tra la rete ad anelli e l'alveo del fiume		78.3	°
Lunghezza del materiale depositato dietro la barriera	$L_1 =$	39.8	m
Volume contenuto	$V_{c,1} =$	875.9	m ³

Velocità del fronte e altezza del flusso				
		Carichi 1	Carichi 2	Carichi 3
Velocità del fronte (in acc. a Rickenmann)	$v_{1,base} =$	3.0	3.0	m/s
Velocità del fronte in accordo a Strickler ($v_1 > v_{str}$)	$v_{str} =$	2.3	2.3	m/s
Velocità di impatto sulla barriera (scelta, massimo valore- v)	$v_1 =$	3	1.8	m/s
Altezza di flusso	$h_{0,1} =$	0.2	0.3	m
Massima altezza di apertura dalla base dell'alveo raccomandata (in acc. a Wendeler)	$h_{d,1} =$	0.1		m

Sistema di protezione contro le colate detritiche flessibile e permeabile			
Tipo di sistema	Tipo	GEOBRUGG UX100-H4	
Altezza massima del sistema	$H_{0,max} =$	4	m
Larghezza massima del sistema in sommità	$b_{0,max} =$	25	m
Larghezza massima del sistema alla base	$b_{d,max} =$	10	m
Verifica dell'altezza e della larghezza del sistema		verificato!	

Verifica del massimo carico dinamico (arresto)

		Carichi 1	Carichi 2	Carichi 3
Fattore di larghezza (larghezza della barriera rispetto alla larghezza standard)	$BF_1 =$	0.86		
Carico dinamico (Pressione e impulso in acc. a Wendeler)	$MD_{dyn,1} =$	7	3	$\text{kN/m} \cdot h_n$
Resistenza contro il carico dinamico	$RD_{dyn,1} =$	22	36	$\text{kN/m} \cdot h_n$
Fattore di sicurezza	$SF_{dyn,1} =$	3.01	12.24	
Verifica del massimo carico dinamico		verificato !	verificato !	

Verifica del massimo carico statico (straripamento)

		Carichi 1	Carichi 2	Carichi 3
Fattore di riduzione della pressione idrostatica (Permeabilità)	$HF =$	1.0		
Carico statico (pressione idrostatica in acc. a Wendeler)	$MD_{stat,1} =$	54	55	kN/m^2
Resistenza contro il carico statico	$RD_{stat,1} =$	117	117	kN/m^2
Fattore di sicurezza	$SF_{stat,1} =$	2.16	2.12	
Verifica del massimo carico statico		verificato !	verificato !	
Verifica barriera 1				verificato !