



*Regione Autonoma della Sardegna*  
*Assessorato dei Lavori Pubblici*

COMUNE DI VILLAGRANDE STRISAILI

OPERE DI SISTEMAZIONE  
IDROGEOLOGICA RIO BAU ARGILI  
PROGETTO ESECUTIVO

Visto: il Responsabile del Servizio

Visto: il Responsabile del Procedimento

ALLEGATO N.

R.05.3

RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA

BARRIERA DEBRIS FLOW

DATA

LUGLIO 2014

**I PROGETTISTI:**



**ZOLLET**  
INGEGNERIA S.r.l.

Viale della Stazione n°40  
32035 Santa Giustina (BL)  
Tel: +39 0437 858 549 - 859 225  
Fax: +39 0437 857 084 E-mail: luzollet@tin.it

ING. MARCELLO LAI

ING. ANTONIO IBBA

STUDIO INGG. ORGIANA & ORRU'

DOTT.GEOL. ANTONELLO FRAU

DOTT.AGR. SEBASTIANO GHISU

REV	NOME FILE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
3						
2						
1						
0	R.05.3_rel.calcolo_barriera DF	LUGLIO 2014	PRIMA EMISSIONE	LAI	GHISU	ZOLLET

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO OPERE CONTRO COLATE DETRITICHE</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>STIMA DEL VOLUME MOBILITABILE</b>	<b>6</b>
<b>5</b>	<b>POSIZIONAMENTO DELLE BARRIERE PER IL CONTENIMENTO DELLE COLATE DETRITICHE</b>	<b>6</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI E MODELLAZIONE DEL DEBRIS FLOW DI PROGETTO</b>	<b>7</b>
<b>7</b>	<b>VERIFICA DELLA CAPACITÀ DI TRATTENUTA DI MATERIALE</b>	<b>9</b>
<b>8</b>	<b>VELOCITÀ DEL FRONTE E ALTEZZA DEL FLUSSO</b>	<b>11</b>
<b>9</b>	<b>PROCESSO DI CARICO SUBITO DALLA BARRIERA PER TRE ONDATE SUCCESSIVE</b>	<b>12</b>
9.1	Carico dinamico massimo	12
9.2	Carico statico massimo	13
<b>10</b>	<b>CALCOLO LUNGHEZZA DEGLI ANCORAGGI</b>	<b>13</b>
10.1	Verifica sezione acciaio	14
10.2	Verifica dell'interfaccia acciaio – malta	14
10.3	Verifica dell'interfaccia malta – terreno	15
<b>11</b>	<b>RISULTATI OTTENUTI</b>	<b>18</b>

## 1 PREMESSA

In merito alle opere per la riduzione del rischio idrogeologico del territorio di Villagrande Strisaili, sono stati individuati una serie di interventi atti alla sistemazione del bacino del Rio Bau Argili.

L'area in esame, che comprende un settore posto a Ovest dell'abitato di Villagrande Strisaili (Figura 1) e coincide con il bacino idrografico del Rio Bau Argili, si sviluppa a partire dalla confluenza del Rio Bau Argili con il Rio Serra sa Scova (ad una quota di circa 575 m s.l.m.) sino alle pendici meridionali del M. Suana che raggiunge l'altitudine massima di 1181 m s.l.m.



**Figura 1. Localizzazione del comune di Villagrande Strisaili**

L'intervento discusso riguarda l'intervento A, Figura 2, realizzazione di una nuova briglia lungo l'alveo del Rio Bau Argili descritto nella relazione geologica definitiva "Opere di sistemazione idrogeologica – Rio Bau Argili" a cura del Dott. Geol. Antonello Frau. In particolare nella presente relazione si valuta l'utilizzo di una barriera flessibile di rete in acciaio contro le colate detritiche o *debris flow*.

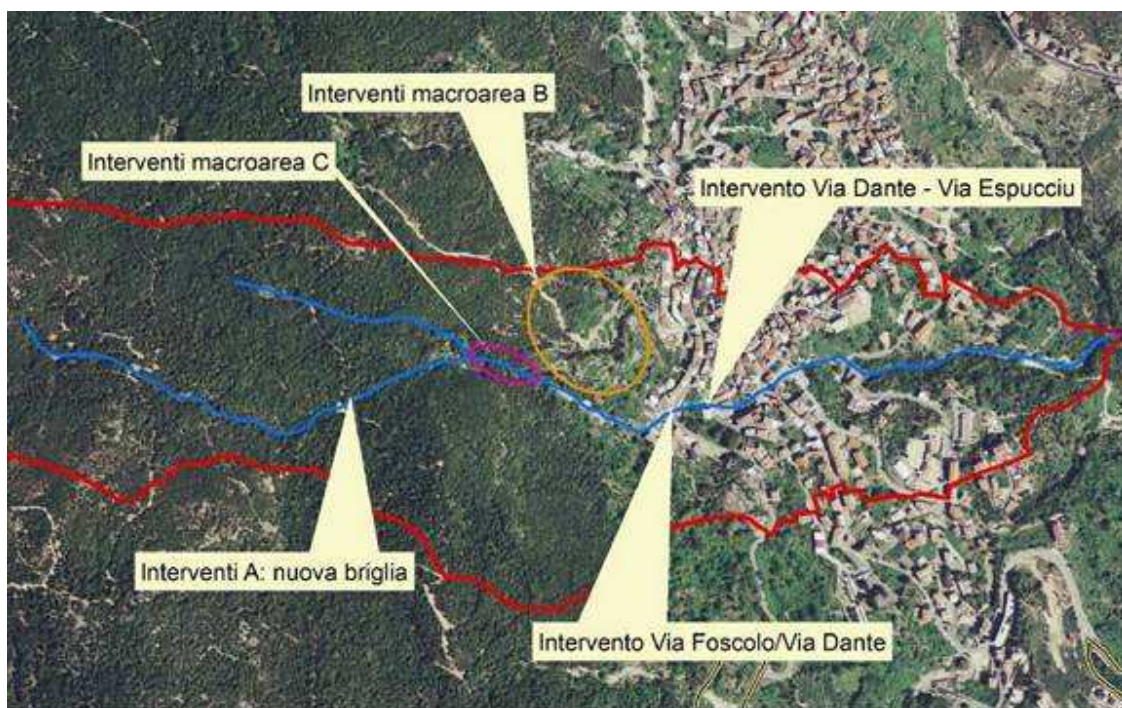


Figura 2. Interventi previsti nel bacino del Rio Bau Argili

## 2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Con riferimento alla relazione “Opere di sistemazione idrogeologica – Rio Bau Argili” a cura del Dott. Geol. Antonello Frau, viene di seguito riportata una breve descrizione delle caratteristiche geotecniche e geologiche del sito in esame.

Per una descrizione maggiormente approfondita si consideri la relazione sopra citata.

L'area in esame risulta composta da 3 principali categorie di materiale:

- **arenizzazioni del substrato:**

dovuto a una forte alterazione del basamento granodioritico con spessori in genere compresi tra 4 e 10 metri e velocità sismiche comprese in genere tra 800 e 2000 m/s. Il peso specifico naturale che si ritiene rappresentativo è di circa  $1,8 \text{ g/cm}^3$  mentre il peso specifico asciutto ritenuto maggiormente rappresentativo è pari a  $1,6 \text{ g/cm}^3$ .

Per ciò che concerne i valori di coesione ed angolo di attrito, pur rilevando che il valore centrale sia  $0,30 \text{ Kg/cm}^2$ , e ugualmente per  $\phi$  si rilevi un valore centrale di 35,8, si considerano i seguenti valori caratteristici (5° percentile) in accordo con la nuova normativa (NTC 2008).

Sondaggio	$\phi^\circ$	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi^\circ$ caratt	Valore di progetto	C (Kg/cm <sup>2</sup> ) caratt.	Valore di progetto
S1 – da 7.10 a 7.50 m.	47.2	0.00	34.5	28.8	0.20	0.2
S3 – da 7.50 a 8.00 m.	35.8	0.30				

<b>S8 – da 1.20 a 1.60 m.</b>	33.9	0.50				
-------------------------------	------	------	--	--	--	--

**Tabella 1. Parametri geotecnici delle arenizzazioni del substrato**

Dove S1, S3 e S8 sono i sondaggi eseguiti in sito e descritti nella relazione geologica citata.

- **substrato granodioritico:**

il substrato granodioritico, laddove non presenta alterazioni di rilievo come negli strati arenizzati e particolarmente fratturati ed allentati superficiali, si presenta solitamente sano e con una fratturazione media data da fratture orientate e spaziate più frequentemente comprese tra 10 a 30 cm con valori minimi di 5 cm e massimi di 50 cm. Localmente si osservano almeno due sistemi di fratturazione. L'ammasso presenta valori di velocità sismiche maggiori di 2000 m/sez e un peso specifico variabile compreso tra 2.36 e 2.97 g/cm<sup>3</sup>.

I valori di  $\sigma$  sono in genere più frequentemente compresi tra 37.88 Mpa e 111.56 Mpa (valore max derivato dalle prove) ma si rilevano anche dei valori minimi, nei casi di fratturazione più accentuata (R.Q.D. del 16%) di 4.59 e 10.60 Mpa. Gli R.Q.D. in media sono del 50% ma il minimo valore è di 10 % mentre il massimo è del 100%.

<i>campo dati</i>	<i><math>\phi^\circ</math> caratt</i>	<i>Valore di progetto</i>	<i>C (Kg/cm<sup>2</sup>) caratt.</i>	<i>Valore di progetto</i>
<b>Valori minimi</b>	25.6	21.0	212.1	169.7
<b>Valori medi</b>	32.9	27.4	286.9	229.6
<b>Valori massimi</b>	37.9	31.9	337.3	269.8

**Tabella 2. Parametri geotecnici del substrato granodioritico**

- **Materiali terrosi dei rilevati:**

è il materiale costituente i rilevati; ad esso si attribuiscono parametri geotecnici cautelativi ai materiali indicati a causa della difficoltà di ottenere parametri esatti per effetto della notevole eterogeneità della composizione granulometrica e clastica: frazioni sabbiose, ghiaiose e limose sono infatti i costituenti principali che "legano" blocchi e ciottoli litoidi di varia dimensione, ma più frequentemente, a pezzatura grossolana, spigolosi, di natura granitica e che conferiscono al complesso dei detriti un medio grado di addensamento.

Per tali motivi non è stata eseguita alcuna analisi specifica di laboratorio sul detrito, in quanto i risultati ottenuti sarebbero stati fuorvianti e molto dispersivi nonché di scarso significato per l'eterogeneità riscontrata. A tutte le considerazioni sinora svolte si associano anche quelle legate alle difficoltà di accessibilità all'area.

Per la condizione di rottura superficiale la condizione limite richiederebbe l'adozione di un valore di coesione pari a 0 ( $C=0$ ) e un angolo di attrito sostanzialmente massimo di 30° circa sulla base di indicazioni oramai testate in ambiti geologico stratigrafici omogenei. Cautelativamente è stato inoltre attribuito un peso di volume di 1.6 g/cm<sup>3</sup> (tenuto conto del fatto che la massa detritica è costituita in gran parte da elementi litici di dimensione considerevole e che quindi in genere il peso di volume da considerare dovrebbe essere pari ad un valore intermedio tra quello del terreno e quello degli elementi litici). Si ritiene che i parametri siano particolarmente rappresentativi anche





corso della colata), sia di carattere geometrico (ossia confrontando le capacità di ritenuta dell'impianto con i volumi di detrito attesi per gli eventi esaminati).

L'output sarà dunque la determinazione dell'impianto di protezione, che esso sia una barriera singola o multipla, esprimendo sia la tipologia di barriera, sia le configurazioni geometriche, ancorché schematiche.

#### **4 STIMA DEL VOLUME MOBILITABILE**

Il volume mobilitabile da un evento di colata risulta uno dei parametri di più difficile valutazione. In letteratura sono presenti una buona quantità di metodi per la stima della magnitudo di una colata, cioè il volume massimo di materiale detritico posto in movimento durante un evento di 'debris flow'.

Le formule usate sono sempre empiriche, e valide per le condizioni sperimentali da cui sono state ricavate; questo implica un'importante variabilità e una difficile valutazione della magnitudo che in molti casi risulta fortemente sovrastimata.

Valutazioni maggiormente precise sui volumi possono essere eseguite tramite l'analisi di eventi di colata passati. Bisogna inoltre tenere in considerazione che le volumetrie che si possono movimentare durante un evento di debris flow sono volumetrie importanti e spesso risulta alquanto difficile riuscire a intercettare tutto il materiale mobilitato, specialmente nel caso di installazione di un'unica barriera.

Generalmente, quindi, si tende a calcolare il volume mobilitato con un procedimento a ritroso; si parte determinando quale sia la barriera adatta, dal punto di vista sia strutturale che geometrico, e per tale barriera si valuta il volume che può essere arrestato.

#### **5 POSIZIONAMENTO DELLE BARRIERE PER IL CONTENIMENTO DELLE COLATE DETRITICHE**

Sulla base dell'analisi del profilo del corso d'acqua è stata scelta la posizione della barriera flessibile per il contenimento delle colate detritiche.

Il criterio che deve ispirare la progettazione, relativamente alla collocazione delle barriere, è di tipo essenzialmente geometrico, in 3 accezioni:

- a. la sezione idraulica non deve essere eccessivamente ampia per permettere la configurazione della barriera con elementi di dimensioni e peso ragionevoli, evitando per esempio il formarsi di una freccia verso il basso nella parte centrale della barriera dovuta al peso dei componenti di acciaio, con conseguente riduzione dell'altezza utile di intercettazione;
- b. la pendenza longitudinale dell'alveo a monte della barriera deve essere il più possibile dolce per favorire l'invaso e l'arresto del materiale detritico trasportato dalla corrente, il quale, in più, con basse pendenze, giunge all'impatto con la struttura flessibile, con velocità minori tanto minore è l'inclinazione dell'alveo, ovviamente a parità di sezione idraulica;
- c. le sponde dell'alveo devono essere discretamente ripide e il più possibile regolari per fare in modo che la barriera lavori in tutta la sua sezione, senza sovraccaricare, in caso di fianchi molto dolci, solo la parte basale della barriera

stessa; in più, fianchi ripidi comportano spesso la presenza in affioramento di roccia, la cui presenza è sempre auspicabile per la corretta solidarizzazione al suolo della struttura.

Di non minore importanza è anche l'aspetto legato alla manutenzione della barriera, sia del tipo 'ordinario', sia del tipo 'straordinario', ossia successivo a eventi di colata che hanno colpito e colmato, anche parzialmente, la barriera. È evidente che tanto più agevole è l'accesso, anche con mezzi meccanici, al sito, tanto più semplice saranno le fasi di ispezione e, se necessario, di svuotamento dal materiale accumulato a tergo della barriera.

All'interno dell'alveo in esame, è stata scelta un'area, secondo i criteri sopra descritti, su cui risulta conveniente installare la barriera. Delle sezioni considerate è stata individuata la numero 13 (linea rossa di Figura 4) come la più adatta.

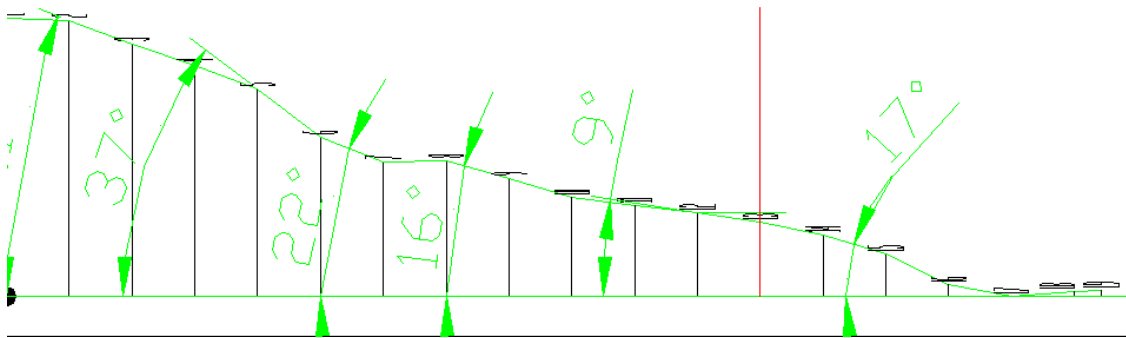


Figura 4. Sezione scelta per il posizionamento della barriera, indicata con una linea rossa

## 6 ANALISI E MODELLAZIONE DEL DEBRIS FLOW DI PROGETTO

Per la valutazione della tipologia di barriere flessibili necessaria per resistere sia al carico dinamico sia al carico statico, sono stati ipotizzati 3 casi. Nel seguito saranno presentate le differenze tra i casi ipotizzati.

### a) Tipo e densità del debris flow atteso

Il programma permette di identificare la tipologia di materiale che caratterizza una colata: da eminentemente fine ("*muddy*") a grossolano ("*granular*"). La diversa tipologia di materiale comporterà una sostanziale differenza dei carichi applicati sulla barriera come verrà illustrato nel paragrafo 9.

Come è possibile osservare in Figura 5 il materiale presente in alveo a seguito dei passati eventi alluvionali risulta costituito per lo più da materiale grossolano e massi lapidei; per cui si rientra decisamente nel caso di colata granulare.





**Figura 5. Materiale presente in alveo**

Si assume, per cui, un materiale mobilitabile di tipo granulare per tutti e tre i casi analizzati.

La densità imposta risulta essere pari a:  $\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$ .

**b) Volume totale**

In base a quanto espresso nel capitolo 4 e a quanto è stato osservato in sito; si considera la mobilitazione di  $1500 \text{ m}^3$  di materiale.

**c) Numero atteso di pulsazioni**

Da prove sperimentali, ma anche e soprattutto dall'osservazione di eventi naturali, è stato evidenziato che il fenomeno delle colate detritiche avviene in pulsazioni successive; chiaramente, minore è il numero delle pulsazioni, maggiore è il carico che la barriera o le barriere devono sopportare. In questa analisi è stato assunto un numero di pulsazioni (n) variabile da 1 a 3.

Caso 1  $\rightarrow n=1$

Caso 2  $\rightarrow n=2$

Caso 3  $\rightarrow n=3$

**d) Volume mobilitato nella prima ondata**

Il volume più importante di materiale è generalmente trasportato nella prima ondata, ed il programma Deb\_flow tiene conto di questo fatto. Nel seguito si riportano i valori utilizzati per il calcolo, che derivano dall'esperienza e dai dati consigliati dal programma.

Caso 1  $\rightarrow 1500 \text{ m}^3$

Caso 2 → 1130 m<sup>3</sup>

Caso 3 → 750 m<sup>3</sup>

e) Portata di picco attesa o portata di picco calcolata empiricamente

La portata debris di picco può essere calcolata come:

$$Q_p = 0.135V^{0.78} \quad (\text{Rickenmann, 1999})$$

La barriera è soggetta alla pressione dinamica massima durante la prima pulsazione, quindi per il dimensionamento il programma calcola soltanto la portata corrispondente alla prima ondata, dalla quale deriva la velocità maggiore del flusso.

I valori di portata adottati sono i seguenti:

Caso 1 → 41 m<sup>3</sup>/s

Caso 2 → 33 m<sup>3</sup>/s

Caso 3 → 24 m<sup>3</sup>/s

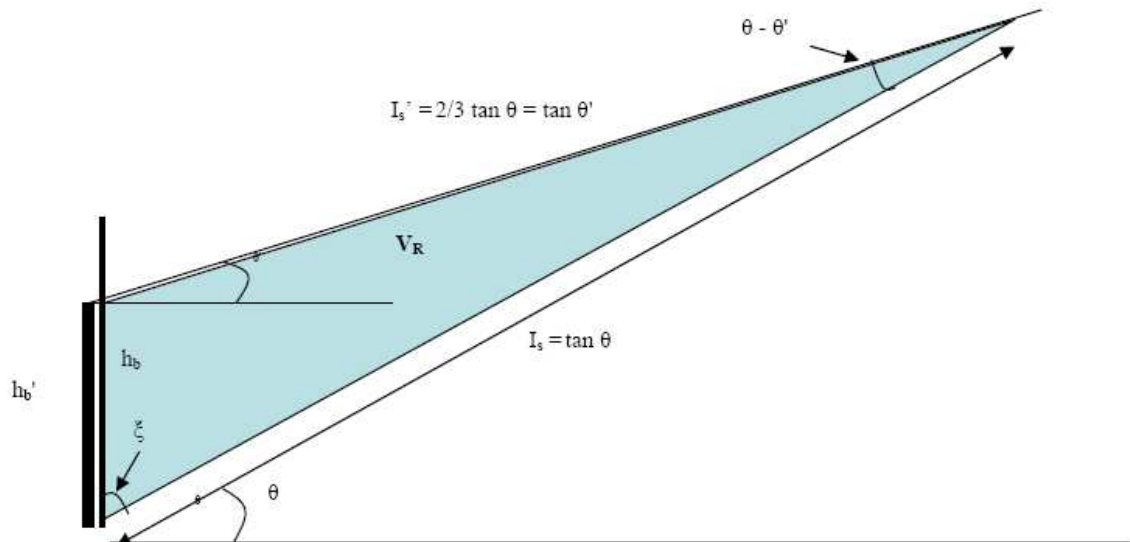
f) Geometria delle sezioni

Viste le attuali condizioni dell'alveo, con la presenza di massi ciclopici e con un profilo non propriamente definito risulta necessaria una riprofilatura, con sistemazione dell'area dove sarà ubicata la barriera. Tale operazione permetterà così di ottenere un profilo che meglio si adatta alla forma trapezoidale della barriera; in questo modo se si ipotizza una altezza di magra di 0,5 m e una altezza di barriera di 5 m, in modo approssimato l'area della sezione della barriera è di circa 90 m<sup>2</sup>; considerando un'ampiezza dell'ordine di 10 m alla base e 25 m in sommità.

## 7 VERIFICA DELLA CAPACITÀ DI TRATTENUTA DI MATERIALE

A seguito di analisi sperimentali su campi prova naturali, citati anche in precedenza, successivamente ad un evento di colata detritica che impatta su una barriera flessibile a rete, si configurano le condizioni illustrate nello schema seguente (vedi Figura 6).

$$V_r = 0.5 \cdot h_b \perp' \cdot L \cdot b_m + h_b \parallel' \cdot h_b \perp' \cdot b_m = 0.5 \cdot h_b^2 \cdot b_m \cdot \sin(\xi) \left( \frac{\sin(\xi)}{\tan(\theta - \theta')} + \cos(\xi) \right)$$



**Figura 6: Deposizione alle spalle della barriera**

dove:

$h_b$  è l'altezza nominale della barriera come installata

$h_b'$  è l'altezza residua della barriera dopo l'impatto

$\theta$  è l'angolo medio di inclinazione del versante a monte della barriera

$\theta'$  è l'angolo di deposizione del materiale accumulato a monte della barriera

$\xi$  è l'angolo tra la rete ad anelli e il fondo dell'alveo

$I_s$  è il gradiente dell'accumulo di materiale fermato dalla barriera, al fondo del torrente

$I_s'$  è il gradiente dell'accumulo di materiale fermato dalla barriera

Il volume che ciascuna barriera è in grado di arrestare, senza che giunga al collasso, varia naturalmente secondo l'altezza della barriera, l'inclinazione del letto dell'alveo a monte della barriera, la tipologia di materiale arrestato, ma anche da quanto l'alveo si amplia o si riduce nel senso trasversale come detto in precedenza.

I parametri sopra elencati in corrispondenza della barriera, applicando le funzioni sopra illustrate divengono:

$h_b$	=	5 m
$h_b'$	=	$3/4 H_0 = 3,75$ m
$\theta$	=	$11^\circ$
$\theta'$	=	$8^\circ$
$\xi$	=	$83,7^\circ$
$I_s$	=	$\tan(\theta) = 0,19$
$I_s'$	=	$\tan(\theta') = 0,14$

$b_m = 17,5 \text{ m}$  (la media tra la base maggiore e la base minore)

da cui

$V_R = 1795 \text{ m}^3$

Il programma considera una geometria semplificata, cioè un'area trasversale di forma trapezoidale che si mantiene costante per il tratto in analisi, il che è un'assunzione a favore di sicurezza, dato che dalle caratteristiche geomorfologiche ci si può aspettare che invece l'area trasversale (di forma irregolare) aumenti a monte della sezione considerata; la geometria presa in considerazione dal programma è quindi falsamente 3D, dal che deriva un volume di trattenuta delle barriere minore rispetto a quello che si avrebbe in realtà.

## 8 VELOCITÀ DEL FRONTE E ALTEZZA DEL FLUSSO

La velocità nel fronte del flusso di debris viene calcolata mediante Rickenmann (1999) nel modo seguente:

$$v = 2.1 Q_p^{0.34} I_s^{0.2}$$

Il programma Deb\_Flow utilizza anche la formula di Strickler per il calcolo della velocità del flusso. Per le simulazioni sono stati scelti dei valori intermedi tra quelli calcolati tramite Rickenmann e quelli derivanti da Strickler. I valori di velocità si illustrano nel seguito:

Caso 1 → 5,1 m/s

Caso 2 → 4,8 m/s

Caso 3 → 4,3 m/s

L'altezza del flusso  $h$  è calcolata come funzione della sezione ortogonale al flusso e della portata, secondo la seguente formula (continuità del flusso):

$$h_{fl} = \frac{Q_p}{v * b_u}$$

Dove  $b_u$  è la base minore del trapezio della sezione ipotizzata della barriera.

I valori di altezza del flusso sulla barriera per la prima ondata sono i seguenti:

Caso 1 → 0,8 m

Caso 2 → 0,7 m

Caso 3 → 0,6 m

Il programma fornisce un valore massimo ammissibile dell'altezza di magra ("basal opening") pari a  $2/3 \cdot h_{fi}$ , ma questo valore può essere diverso per un torrente determinato, e dipende del comportamento del torrente stesso.

Il programma basa i risultati sul caso più critico, l'altezza di magra consigliata dal programma deve essere minore di 0,4 m.

## 9 PROCESSO DI CARICO SUBITO DALLA BARRIERA PER TRE ONDATE SUCCESSIVE

Le barriere sono progettate in modo tale che i carichi agenti sulla rete, cioè il carico statico e il carico dinamico siano opportunamente sostenuti dalla rete stessa e questa funzioni ancora, prevalentemente, in campo elasto-plastico. L'impatto della colata detritica avviene di solito in diverse pulsazioni le quali si muovono sopra il materiale trattenuto dalla barriera, trasportato dalla pulsazione precedente. La Figura 7 mostra uno schema delle pressioni agenti sulla barriera flessibile per ogni pulsazione.

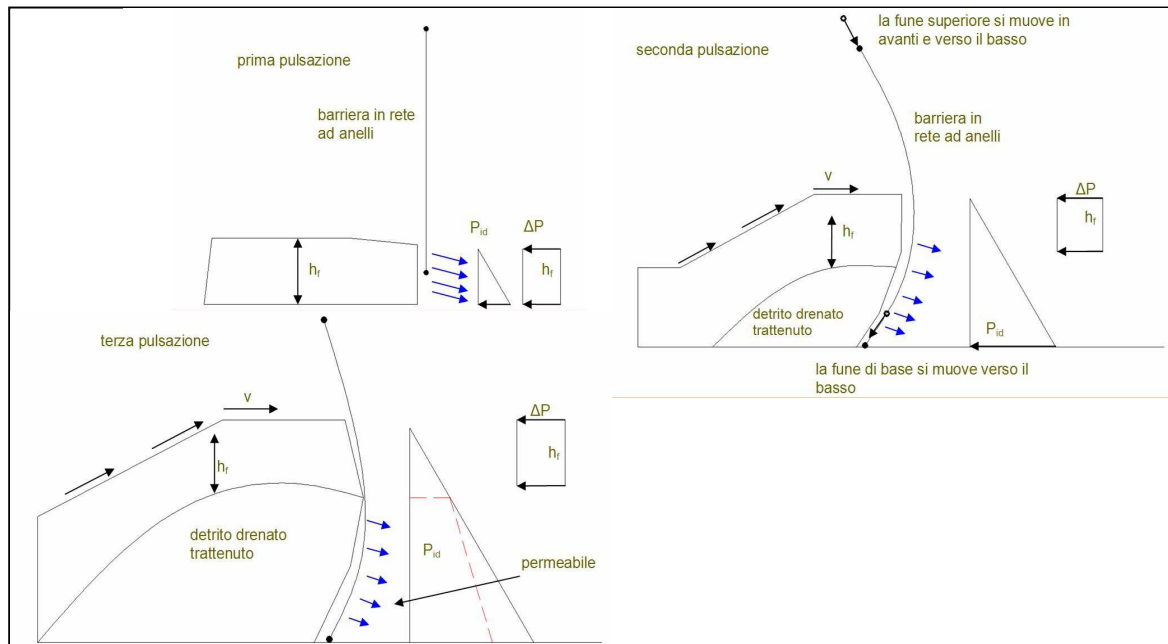


Figura 7: Carichi agenti sulla barriera per la prima, la seconda e la terza pulsazione

Sulla base dello schema illustrato nella figura precedente, si determinano le condizioni di carico che agiscono sulla barriera condizionandone la tipologia in termini di resistenza alle pressioni massime cui dovrà resistere nel corso delle pulsazioni fino al riempimento ed al successivo "overflow".

### 9.1 Carico dinamico massimo

Il carico dinamico massimo è calcolato con la seguente formula:

$$F_D = C_D \rho v^2 h_{fl} \quad [N / m]$$

dove:

$\rho$  = densità della colata

$C_D$  = coefficiente sperimentale di trascinamento (determinato mediante i test)

$v$  = velocità del flusso

Nell'allegato, è riportata la pressione dinamica [kN/(m\*hfl)] per tutti i casi, ossia per ogni barriera.

## 9.2 Carico statico massimo

Per la prima ondata il carico statico viene calcolato con:

$$F_s = \frac{1}{2} \rho g h_{fl}^2$$

Nell'allegato, è riportata la pressione statica massima agente su ogni barriera, cioè quella che corrisponde alla condizione finale dopo l'ultima ondata. Questa pressione massima tiene conto del peso del materiale che passa sopra la barriera già riempita (*overflowing*).

I carichi massimi così determinati sono cruciali per la scelta delle tipologia della barriera e per la sua configurazione. Ovvero, in altre parole, i carichi determinano il numero e la tipologia dei componenti strutturali della barriera (rete ad anelli, funi metalliche, sistemi frenanti, ancoraggi di fondazione, eccetera), affinché non si prefigurino elementi deboli che portano al collasso il sistema.

## 10 CALCOLO LUNGHEZZA DEGLI ANCORAGGI

In base alle indicazioni riportate nella relazione “Opere di Sistemazione Idrogeologica – Rio Bau Argili” a cura del Dott. Geol. Antonello Frau, l'area su cui si intende installare la barriera, previa la rimozione del materiale alluvionale derivato dal trasporto di massa, risulta caratterizzata da una forte alterazione del substrato granodioritico, con uno spessore delle arenizzazioni che arriva fino a 10 m.

Di seguito si riportano i parametri geotecnici per le arenizzazioni del substrato:

Materiale presente	$\phi$ [°]	$\gamma$ [g/cm <sup>3</sup> ]	C [kg/cm <sup>2</sup> ]
Substrato granodioritico fortemente alterato	28,8	1,6	0,2

**Tabella 3. Parametri geotecnici del sito in esame**

Il calcolo degli ancoraggi delle barriere è stato sviluppato in accordo con le nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 14.01.2008), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC). 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.

Per il calcolo delle lunghezza degli ancoraggi vengono considerate le seguenti verifiche:



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

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

### **10.1 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 l'equazione 1 sia soddisfatta come:

$$F_d \leq \frac{N_s}{\gamma_s} \quad [1]$$

dove:

- $F_D$  è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- $N_s$  è il valore rappresentativo della resistenza dell'ancoraggio
- $\gamma_s$  è il valore del fattore parziale dell'acciaio

### **10.2 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta**

In questo caso l'equazione per la verifica si esplicita nel seguente modo:

$$F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L \quad [2]$$

dove:

- $F_D$  ha il significato già illustrato
- $\gamma_M$  è il fattore parziale per l'adesione malta – acciaio, pari a 1.5
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione malta – acciaio
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

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

$$\tau_{s-m} = 0.237 \cdot Rck^{\frac{2}{3}} \quad [3]$$

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

$$S_{Lat} = \pi \cdot d \quad [4]$$

dove  $d$  è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio in doppia fune spiroidale si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \gamma_{geom} \cdot 2 \cdot \pi \cdot d \quad [5]$$

dove  $\gamma_{geom}$  è un fattore di riduzione, pari a 0.80, dovuto al fatto che le due funi accoppiate non sviluppano una superficie di contatto con la malta pari alla somma delle due superfici delle singole funi.

Dalla equazione [2], utilizzando le [3], [4] e [5] in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio per il caso in esame.

Nel caso di ancoraggi in barra la lunghezza di ancoraggio è pari a:

$$L \geq \frac{1.5 \cdot F_D}{\pi \cdot d \cdot \tau_{s-m}} \quad [6]$$

Nel caso di ancoraggi in doppia fune spiroidale la lunghezza di ancoraggio è pari a:

$$L \geq \frac{1.5 \cdot F_D}{\gamma_{geom} \cdot 2\pi \cdot d \cdot \tau_{s-m}} \quad [7]$$

### 10.3 Verifica dell'interfaccia malta – terreno

In questo caso l'equazione [1] assume la seguente forma:

$$F_D \leq \frac{\tau_{t-m}}{\gamma_R} \cdot S_{Lat} \cdot L \quad [8]$$

dove:

- $F_D$  ha il significato già illustrato
- $\gamma_R$  è il fattore di resistenza parziale, pari a 1.6
- $\tau_{t-m}$  è l'adesione malta – terreno
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – terreno
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

In questo caso  $S_{Lat}$  è pari a

$$S_{Lat} = \pi \cdot \phi_{perf} \quad [9]$$

La lunghezza di ancoraggio è pari a:

$$L \geq \frac{1.6 \cdot F_D}{\pi \cdot \phi_{perf} \cdot \tau_{t-m}} \quad [10]$$

A partire dalla formulazione di Bustamente Doix e viste le caratteristiche del terreno presente in sito, si è considerato il seguente valore di resistenza allo sfilamento sull'interfaccia terreno – malta:

$$\tau_{t-m} = 0,34 \text{ MPa} \quad [\text{terreno– malta cementizia}]$$

Naturalmente si consiglia la realizzazione di prove di estrazione in sito così da poter meglio valutare la resistenza del terreno con l'ancoraggio e di conseguenza un più accurato dimensionamento della lunghezza degli ancoraggi.

Il carico agente sugli ancoraggi di fondazione di una barriera contro le colate detritiche è estremamente variabile in funzione dei meccanismi di impatto e sollecitazione della struttura. E' pur vero che sono stati misurati in occasione di eventi monitorati i carichi trasferiti alle fondazioni, ma la dispersione dei dati è tale che non possa essere determinato con sufficiente precisione il valore. Per questo motivo, si assume che il carico agente sugli ancoraggi non possa essere superiore al valore del carico di rottura della fune che collega la struttura di intercettazione agli ancoraggi stessi.

Nel caso della barriera in esame, le funi correnti sono del tipo GEOBINEX di diametro 22 mm le quali hanno carico di rottura, già ridotto del fattore di sicurezza tipico per le funi a trefolo in acciaio pari a 350 kN.

I valori dei parametri che servono per la progettazione della lunghezza degli ancoraggi sono i seguenti:

- $\tau_{\text{terreno-MALTA}} = 0,34 \text{ N/mm}^2$  (valore di resistenza del terreno all'interfaccia con il bulbo di cemento, nel caso del terreno presente in sito).
- $\tau_{\text{Acciaio-MALTA}} = 1,50 \text{ N/mm}^2$  (valido per una malta di  $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$ )
- Perforazione: diametro pari a **90 mm**.

#### Verifica della sezione d'acciaio - montanti

Nelle verifiche di resistenza del singolo ancoraggio non si considera (a favore di sicurezza) l'eventuale presenza del plinto di calcestruzzo, ma si considera che la piastra sia posta direttamente sopra il terreno.

Per la verifica della sezione d'acciaio non si considera la prova a taglio ritenuta meno sollecitante rispetto alla prova a trazione per il meccanismo di carico sostenuto dalle barriere nel caso di colate detritiche.

Lo sforzo ammissibile per le barre Swiss GEWI 28 mm vale:  $\sigma_{amm} = 500 \text{ N/mm}^2$

Si assume che lo sforzo normale si ripartisca uniformemente sulla barra di ancoraggio verticale e su quella obliqua. Sotto tale ipotesi semplificativa si ricava che il massimo sforzo normale che agisce sulla singola barra circolare vale:

$$\sigma = \frac{175000}{\frac{\pi \cdot 28^2}{4}} = 284.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{amm}} \text{ quindi la resistenza dell'acciaio è verificata.}$$

#### Verifica della sezione d'acciaio – ancoraggi laterali e controventi

Per gli ancoraggi laterali e i controventi si considerano degli ancoraggi in doppia fune spiroidale del diametro di 22,5 mm, per cui si ha un carico utile di 470 kN. Tale valore considera già un fattore di riduzione parziale per l'acciaio.

Il carico a trazione agente sull'ancoraggio,  $F_D$ , è pari a 350 kN, per cui la verifica della sezione d'acciaio risulta soddisfatta.

#### Verifica sfilamento bulbo-acciaio – ancoraggi montanti

Supponendo che la forza normale sui montanti si ripartisce uniformemente sulle barre d'ancoraggio (GEWI 28 mm) ed applicando il coefficiente amplificativo 1,30, la forza  $F_D$  risulta pari a:

$$F_D = 1.30 \frac{350000}{2} = 227500 \text{ N}$$

$$l_2 \geq \frac{1.5 \cdot F_D}{\pi \cdot \phi_{\text{barra}} \cdot \tau_{\text{malta-acciaio}}} = \frac{1.5 \cdot 227500}{\pi \cdot 28 \cdot 1.50} = 2586 \text{ mm}$$

#### Verifica sfilamento bulbo-acciaio – ancoraggi laterali e controventi

Gli ancoraggi laterali e i controventi sono costituiti da ancoraggi in doppia fune spiroidale di diametro 22,5 mm e dovranno contrastare un'azione di 350 kN. La lunghezza degli ancoraggi risulta quindi:

$$l_2 \geq \frac{1.5 \cdot F_D}{\gamma_{\text{geom}} \cdot 2\pi \cdot d \cdot \tau_{s-m}} = \frac{1.5 \cdot 350000}{0.8 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 22.5 \cdot 1.50} = 3095 \text{ mm}$$

#### Verifica sfilamento bulbo-terreno -ancoraggi montanti

$$l_1 \geq \frac{1.6 \cdot F_D}{\pi \cdot \phi_{\text{perf}} \cdot \tau_{\text{malta-terreno}}} = \frac{1.6 \cdot 227500}{\pi \cdot 90 \cdot 0.34} = 3786 \text{ mm}$$

#### Verifica sfilamento bulbo-terreno (detrito) – ancoraggi laterali e controventi

$$l_1 \geq \frac{1.6 \cdot F_D}{\pi \cdot \phi_{perf} \cdot \tau_{malta-terreno}} = \frac{1.6 \cdot 350000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.34} = 5825 \text{ mm}$$

Considerando la lunghezza di progetto dell'ancoraggio come:

$$L = \max(l_1; l_2);$$

**Approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 6,0 m per gli ancoraggi laterali e per i controventi e pari a 4,0 m per i montanti.**

Come già affermato precedentemente i valori di aderenza malta-terreno sono solo ipotizzati secondo valori forniti in letteratura; in fase di esecuzione delle opere saranno eseguiti appositi test di estrazione che consentiranno di caratterizzare perfettamente tale parametro ed eventualmente di modificare il dimensionamento effettuato.

## 11 RISULTATI OTTENUTI

Nel seguito si illustra il riepilogo dei risultati ottenuti mediante il programma Deb\_Flow, ossia il volume trattenuto dalla barriera e la tipologia di barriera necessaria per resistere alle forze agenti.

Il volume di materiale detritico trattenuto calcolato è pari a **1795 m<sup>3</sup>**.

Per i casi analizzati la barriera necessaria per resistere sia al carico dinamico, sia al carico statico è caratterizzata da una geometria trapezoidale con un'ampiezza in sommità di 25 m e alla base di 10 m, un'altezza utile pari a 5 m e che sia in grado di resistere ad una pressione minima di 120 kPa. In Tabella 4 è riportato un riepilogo con le caratteristiche della barriera e la lunghezza degli ancoraggi.

**Tabella 4. Caratteristiche della barriera**

Caratteristiche barriera						
Tipo	H [m]	lato sup. [m]	lato inf. [m]	V di ritenzione [m3]	Ancoraggi laterali/controventi [m]	Ancoraggi montanti [m]
UX120-H6	5	25	10	1795	6	4

## **Progetto Definitivo**

**Allegati alla relazione di calcolo della barriera al debris flow**



# Dimensioning of the flexible Debris Flow Protection System

## GEOBRUGG VX/UX - DEBFLOW

### Input Parameters

#### Type and density of the debris flow

		Load case 1	Load case 2	Load case 3	
Type of debris flow (granular or mud flow)	Type	granular	granular	granular	
Density of the debris flow material	$\rho =$	2100	2100	2100	[kg/m <sup>3</sup> ]
Specific weight of the debris flow material	$\gamma =$	20.6	20.6	20.6	[kN/m <sup>3</sup> ]
Water content	$\omega =$	0.33	0.33	0.33	-

#### Debris flow volume and number of surges

		Load case 1	Load case 2	Load case 3	
Total debris flow volume (incl. water)	$V_{\text{tot}} =$	1500	1500	1500	[m <sup>3</sup> ]
Number of surges	$N =$	1	2	3	-
Volume per surge (average)	$V_N =$	1500	750	500	[m <sup>3</sup> ]
Volume of first surge (recommended)	$V_{N1,\text{rec}} =$	1500	1125	750	[m <sup>3</sup> ]
Volume of first surge (chosen)	$V_{N1} =$	1500	1130	750	[m <sup>3</sup> ]

#### Peak discharge

		Load case 1	Load case 2	Load case 3	
Peak discharge (acc. to Rickenmann)	$Q_{p,\text{rec}} =$	40.5	32.5	23.6	[m <sup>3</sup> /s]
Peak discharge (chosen)	$Q_p =$	41	33	24	[m <sup>3</sup> /s]

#### Safety factor

Global safety factor	SF =	1
----------------------	------	---

## Summary of Results

### Summary of Results

Multi-level debris flow protection system	No.	Safety Factor	Proof	Retention volume
GEOBRUGG UX120-H6	No. 1 (Villagrande - sezione 13)	1.04	<b>fulfilled !</b>	1795 [m <sup>3</sup> ]
No Barrier	No. 2	-	-	0 [m <sup>3</sup> ]
No Barrier	No. 3	-	-	0 [m <sup>3</sup> ]
No Barrier	No. 4	-	-	0 [m <sup>3</sup> ]
No Barrier	No. 5	-	-	0 [m <sup>3</sup> ]
No Barrier	No. 6	-	-	0 [m <sup>3</sup> ]
No Barrier	No. 7	-	-	0 [m <sup>3</sup> ]
No Barrier	No. 8	-	-	0 [m <sup>3</sup> ]
No Barrier	No. 9	-	-	0 [m <sup>3</sup> ]
No Barrier	No. 10	-	-	0 [m <sup>3</sup> ]
Minimal safety factor of the overall system	SF <sub>min</sub> =	1.04	<b>fulfilled !</b>	

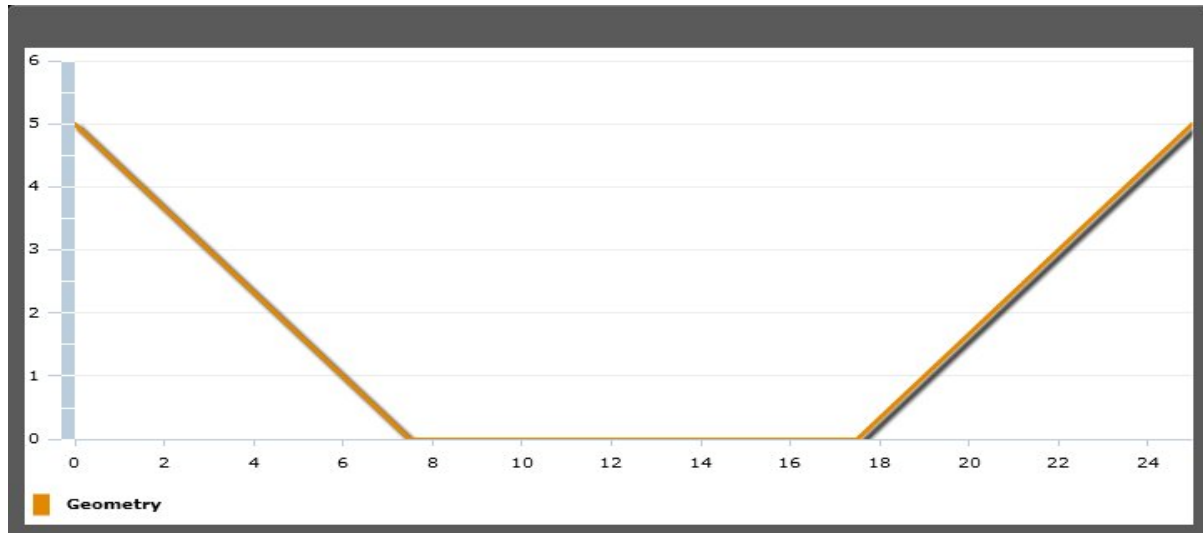
### Retention volume

Total retention volume	$V_{r,tot} =$	1795	[m <sup>3</sup> ]
Required retention volume	$V_{tot,max} =$	1500	[m <sup>3</sup> ]
Reserve	$V_{r,reserve} =$	295	[m <sup>3</sup> ]
Proof of retention volume		<b>fulfilled !</b>	
Proof of overall system		<b>fulfilled !</b>	

### Barrier Location No. 1

**Geometry of barrier location**

System height	$H_{0,1} =$	5	[m]
Width of torrent on the level of the bottom support ropes	$b_{u,1} =$	10	[m]
Width of torrent on the level of the top support ropes	$b_{o,1} =$	25	[m]
Distance to the next barrier upstream	$L_{0,1} =$	60	[m]

**Torrent inclination and retention volume**

System height of the filled barrier	$H_{1,1} =$	3.8	[m]	
Average torrent inclination upstream of the barrier	$i_{s,1} =$	20	[%]	11°
Deposition inclination of filled barrier (acc. to Rickenmann)	$i'_{s,1,rec} =$	13.3	[%]	8°
Deposition inclination of filled barrier (chosen)	$i'_{s,1} =$	13	[%]	
Angle between ring net and river bed	$\xi =$	83.7	[°]	
Length of deposited material behind barrier	$L_1 =$	55.0	[m]	
Retention volume	$V_{r,1} =$	1795	[m³]	

**Front velocity and flow height**

		Load case 1	Load case 2	Load case 3	
Front velocity (acc. to Rickenmann)	$V_{1,base} =$	5.4	5.0	4.5	[m/s]
Front velocity according to Strickler ( $v_1 > v_{str}$ )	$v_{str} =$	4.6	4.2	3.7	[m/s]
Impact velocity at barrier location (chosen, max. v-value)	$V_1 =$	5.1	4.8	4.3	[m/s]
Flow height	$h_{fl,1} =$	0.8	0.7	0.6	[m]
Recommended max. basal opening height (acc. to Wendeler)	$h_{d,1} \leq$	0.4[m]			

**Flexible, permeable debris flow protection system**

System type	Type	GEOBRUGG UX120-H6
Max. system height	$H_{o,max} =$	6 [m]
Max. system width above	$b_{o,max} =$	25 [m]
Max. system width below	$b_{u,max} =$	12 [m]
Proof of system height and system width		fulfilled !

**Proof of max. dynamic loading (stopping)**

		Load case 1	Load case 2	Load case 3	
Width factor (width at barrier location to standard width)	$BF_1 =$	0.97			
Dynamic loading (Pressure and impulse acc. to Wendeler)	$MD_{dyn,1} =$	95	71	47	[kN/(m* $h_{fl}$ )]
Resistance against dynamic loading	$RD_{dyn,1} =$	99	85	69	[kN/(m* $h_{fl}$ )]
Safety factor	$SF_{dyn,1} =$	1.04	1.20	1.47	-

Proof of max. dynamic loading

fulfilled !

fulfilled !

fulfilled !

**Proof of max. static loading (overflowing)**

		Load case 1	Load case 2	Load case 3	
Reduction factor hydrostat. pressure (Permeability)	HF=	1.0			
Static loading (hydrostat. pressure acc. to Wendeler)	MD <sub>stat,1</sub> =	85	85	80	[kN/m <sup>2</sup> ]
Resistance against static loading	RD <sub>stat,1</sub> =	123	123	123	[kN/m <sup>2</sup> ]
Safety factor	SF <sub>stat,1</sub> =	1.45	1.48	1.54	-
Proof of max. static loading		<b>fulfilled !</b>	<b>fulfilled !</b>	<b>fulfilled !</b>	
Proof barrier		<b>fulfilled !</b>			