



**Politecnico  
di Torino**

# Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

A.A. 2020/2021

## **Modellazione di un evento di colata detritica in Valsesia e proposta di un intervento di difesa**

**Relatori:**

Prof. Monica Barbero

Prof. Marta Castelli

**Candidata:**

Eleonora Giovarruscio

**Correlatore esterno:**

Giovanni Cavagnino

# Indice

Introduzione .....	9
1. Instabilità dei pendii .....	11
1.1. Classificazione dei movimenti di versante .....	11
1.2. Tipologie di movimento .....	13
1.2.1 Crolli .....	13
1.2.2 Ribaltamenti .....	14
1.2.3 Scivolamenti.....	15
1.2.4. Espansioni .....	17
1.2.5 Colate .....	17
1.3. Colate detritiche .....	19
1.3.1 Innesco di una colata detritica .....	21
1.3.2 Previsione del runout.....	22
2. Programma di simulazione RAMMS .....	27
2.1 Avvio del programma.....	28
2.1.1 Base topografica – DEM e DTM .....	28
2.1.2 Creare un nuovo progetto .....	30
2.2 Eseguire una simulazione.....	32
2.2.1 Definizione dell’area di rilascio .....	32
2.2.2 Leggi reologiche.....	35
2.2.3 Parametri erosivi .....	37
2.2.4 Dominio di calcolo .....	39
2.3 Risultati .....	40
2.3.1 Analisi dei risultati .....	41
2.3.2 Sezioni d’interesse.....	42
3. Caso studio .....	44
3.1. Inquadramento geografico.....	44
3.2. Descrizione dell’evento e danni .....	46

3.3.	Modellazione del fenomeno .....	51
3.4.	Parametri di controllo.....	54
3.5.	Simulazioni evento e calibrazione parametri reologici .....	56
3.6.	Parametri erosivi .....	58
3.7.	Dati output ricavati dal software .....	64
3.8.	Verifica a traslazione.....	66
	Ponte 1.....	67
	Ponte 2.....	68
	Ponte 3.....	70
3.9.	Ostruzione della sezione di deflusso: calcolo delle pressioni .....	71
	Ponte 1.....	77
	Ponte 2.....	80
	Ponte 3.....	80
4.	Opera di mitigazione del rischio .....	81
4.1.	Strategie di mitigazione del rischio .....	83
4.2.	Strutture di mitigazione per colate detritiche .....	84
	4.2.1 Opere di consolidamento.....	85
	4.2.2 Opere di trattenuta.....	89
	4.2.3 Canale di smaltimento .....	93
4.3.	Ipotesi di intervento di difesa .....	94
	4.3.1 Briglie filtranti a pettine .....	96
	4.3.2 Reti paracolate.....	99
4.4.	Verifiche normative da effettuare sulle briglie filtranti.....	102
5.	Conclusioni .....	105
6.	Bibliografia .....	107

## Indice delle figure

Figura 1.1 Tipologia di movimento secondo la classificazione di (Varnes & Cruden, 1978) ....	11
Figura 1.2 Parti principali del corpo di frana (dal sito <a href="http://www.protezionecivile.it">www.protezionecivile.it</a> ).....	13
Figura 1.3 Crollo di un blocco .....	14
Figura 1.4 Ribaltamento flessionale (a) e a blocchi (b) (Varnes & Cruden, 1978).....	14
Figura 1.5 Ribaltamento di una parete rocciosa.....	15
Figura 1.6 Tipologia di scivolamento .....	16
Figura 1.7 Scivolamento rotazionale di Holbeck Hall (a sinistra) e scivolamento traslativo (a destra).....	16
Figura 1.8 Danni causati da espansione per liquefazione .....	17
Figura 1.9 Immagini di instabilità per colata .....	18
Figura 1.10 Schema di una colata detritica (Hulb & Suda, 2009).....	20
Figura 1.11 Diagramma di distinzione tra grani fini e grossolani (Iverson,1997) .....	20
Figura 1.12 Distribuzione di un fenomeno franoso (Pirulli,2021) .....	22
Figura 1.13 Suddivisione energetica modello analitico lumped mass (Pirulli, 2021).....	23
Figura 1.14 Modello di Newton e di Bingham (Pirulli, 2021) .....	25
Figura 2.1 DTM in 2D e 3D.....	28
Figura 2.2 Tabella delle 'Preferenze' di RAMM .....	29
Figura 2.3 Step 1 e 2 per la creazione di un nuovo progetto .....	30
Figura 2.4 Step 3 e 4 per la creazione di un nuovo progetto .....	31
Figura 2.5 Finestra di dialogo per selezione immagine.....	31
Figura 2.6 Informazione relative all'area di rilascio.....	33
Figura 2.7 Idrogramma a 3 punti con valori input .....	34
Figura 2.8 Definizione angolo di deflusso .....	35
Figura 2.9 Sezione dedicata ai parametri d'attrito .....	37
Figura 2.10 Sezione dedicata ai parametri erosivi .....	39
Figura 2.11 Area di rilascio e dominio.....	39

Figura 2.12 Informazioni di output .....	41
Figura 2.13 Valori output di massima altezza, velocità e pressione .....	42
Figura 2.14 Profilo d'interesse.....	43
Figura 3.1 Territori della Valsesia (dal sito <a href="http://www.terredelsesia.it">www.terredelsesia.it</a> ).....	45
Figura 3.2 Inquadramento territoriale Camasco con indicazione dell'area interessata dal fenomeno del 2-3 ottobre 2020 .....	45
Figura 3.3 Asportazione ponti sul Rio Pianale, Camasco (da: Rapporto dell'evento di ArpaPiemonte) .....	47
Figura 3.4 Sottoescavazione strada per Camasco da T.Nono (da: Rapporto evento ArpaPiemonte) .....	47
Figura 3.5 Cumulata delle piogge registrata presso la stazione di Sambughetto (ArpaPiemonte, 2020) .....	47
Figura 3.6 Camasco nei giorni immediatamente successivi all'alluvione (da <a href="http://www.notiziaoggi.it">www.notiziaoggi.it</a> ) .....	48
Figura 3.7 Individuazione dell'area di innesco (in rosso) dall'Alpe del Ranghetto (in blu parte del confine del bacino idrografico di Camasco).....	49
Figura 3.8 Profilo topografico dell'area d'innesco ricavato da QGis per la stima della pendenza .....	49
Figura 3.9 Individuazione dell'asse di propagazione del fenomeno (in giallo).....	49
Figura 3.10 Fronte di innesco visto dall'alto .....	51
Figura 3.11 Misurazione del fronte di frana in situ.....	52
Figura 3.12 Modello semplificato fronte di distacco .....	52
Figura 3.13 Localizzazione ponti asportati a Camasco.....	55
Figura 3.14 Dati di output e distribuzione massima altezza Prova1_27_05 .....	56
Figura 3.15 Dati output e immagine distribuzione altezza massima Prova2_27_05.....	57
Figura 3.16 Dati output e distribuzione altezza massima Prova3_27_05 .....	58
Figura 3.17 Prova5_27_05: Modello input con area d'erosione (rosso tratteggiato) .....	59
Figura 3.18 Dati output e distribuzione massima altezza Prova5_27_05 .....	60

Figura 3.19 Modello di input con shapefile Traccia_erosione (in rosso).....	61
Figura 3.20 Dati output e distribuzione altezze massime Prova11_27_05 .....	61
Figura 3.21 Output simulazione Prova12_27_05.....	62
Figura 3.22 Dati output Prova14 (a destra) e Prova 17 (a sinistra) .....	63
Figura 3.23 Profili di massima altezza relativi alle sezioni trasversali tracciate all'ubicazione dei ponti asportati.....	64
Figura 3.24 Profili di pressioni agenti nei punti di ubicazione dei ponti .....	65
Figura 3.25 Schema statico semplificato di una trave semplicemente appoggiata .....	66
Figura 3.26 Immagini del Ponte 1 antecedenti al crollo (da GoogleEarth).....	68
Figura 3.27 Immagini relative alla struttura del Ponte 2 (da Google Earth) .....	69
Figura 3.28 Immagini relative alla struttura del Ponte 3 (da Google Earth) .....	70
Figura 3.29 Sezione contratta nella zona di deflusso .....	72
Figura 3.30 Grafico di Cr in correlazione con rapporto di contrazione .....	74
Figura 4.1 Opere di mitigazione strutturale per le colate (D'Agostino, 2004) .....	85
Figura 4.2 Modello di erosione del canale .....	85
Figura 4.3 Opere di controllo mediante briglie di consolidamento (VanDine, 1996) e soglie di stabilizzazione (D'Agostino, 2004) .....	86
Figura 4.4 Prospetto della briglia con gaveta (Pirulli, 2021) .....	88
Figura 4.5 Opere di consolidamento trasversali (a sinistra e al centro) e longitudinali (a destra) (Pirulli, 2021).....	89
Figura 4.6 Briglia frangicolata nel torrente di Chieppena, Trento (D'Agostino V. , 2005).....	90
Figura 4.7 Bacino di deposito (D'Agostino V. , 2005).....	90
Figura 4.8 Tipologie di briglie filtranti (a) a finestre; (b) a fessura; (c) a reticolo; (d) a pettine (Pirulli, 2021).....	91
Figura 4.9 Briglie a finestre e a fessura (Pirulli, 2021) .....	92
Figura 4.10 Briglie a reticolo e a pettine (Pirulli, 2021) .....	92
Figura 4.11 Barriera in rete riempita con successo dopo un fenomeno di colata (Geobrugg, 2021) .....	93

Figura 4.12 Canale di smaltimento rivestito con blocchi lapidei (Pirulli, 2021) .....	94
Figura 4.13 In giallo la traccia del percorso seguito dalla colata detritica all'interno del bacino (in blu) di Camasco (VC) .....	95
Figura 4.14 Profilo topografico del percorso di debris flow (lungo x la distanza dal punto di innesco e lungo y l'altitudine).....	95
Figura 4.15 Profilo topografico ed individuazione dei tratti omogenei .....	95
Figura 4.16 Definizione posizione briglie a pettine (immagine da GoogleEarth).....	96
Figura 4.17 Sezione del canale con briglia a pettine (Ferro, 2007).....	96
Figura 4.18 Componenti di una barriera flessibile VX installata ad Illgraben nel 2005 (Geobruigg, 2021) .....	99
Figura 4.19 Barriera UX (Geobruigg, 2021).....	100
Figura 4.20 Barriere VX.....	100
Figura 4.21 Definizione posizione reti paracolate (immagine GoogleEarth).....	100

## Indice delle tabelle

Tabella 1.1 Classificazione dei movimenti di (Varnes & Cruden, 1978) .....	12
Tabella 2.1 Valori input coefficienti d'attrito .....	36
Tabella 3.1 Valori massimi di altezza della pioggia (da: Rapporto dell'evento <a href="http://www.arpa.piemonte.it">www.arpa.piemonte.it</a> ).....	46
Tabella 3.2 Tabella dati pioggia (da richiesta n° 11469 ArpaPiemonte) registrati nella stazione di Sambughetto nelle 24 ore dalle 3:00 del 2/10 alle 3:00 del 3/10 .....	48
Tabella 3.3 Caratteristiche geometriche dei ponti asportati dal flusso di colata detritica .....	50
Tabella 3.4 Dati misurazione fronte di innesco.....	53
Tabella 3.5 Dimensioni dei ponti asportati dalla colata detritica .....	55
Tabella 3.6 Dati input Prova1_27_05 .....	56
Tabella 3.7 Dati input Prova2_27_05 .....	57
Tabella 3.8 Dati input Prova3_27_05 .....	57

Tabella 3.9 Parametri erosivi di input .....	59
Tabella 3.10 Dati input Prova12_27_05 .....	62
Tabella 3.11 Parametri reologici input Prova14_27_05.....	62
Tabella 3.12 Parametri reologici input Prova17_27_05.....	62
Tabella 3.13 Altezze ponti asportati.....	64
Tabella 3.14 Altezze massime raggiunte dal flusso nella simulazione .....	65
Tabella 3.15 Valori di pressione massima raggiunta dal flusso .....	66
Tabella 3.16 Dati geometrici input Ponte 1.....	67
Tabella 3.17 Dati geometrici input Ponte 2.....	69
Tabella 3.18 Dati geometrici del Ponte 3 .....	70
Tabella 3.19 Tabella coefficienti di forma $K_{DA}$ , $K_N$ , $K_R$ (da lezioni prof. Fugazza).....	75
Tabella 3.20 Valori di $K_Y$ (M.Fugazza, 2004/05) .....	76
Tabella 3.21 Dati formula di D'Aubuisson applicata al Ponte 1 .....	77
Tabella 3.22 Dati formula di Nagler Ponte 1 .....	77
Tabella 3.23 Dati formula di Rehbock Ponte 1 .....	78
Tabella 3.24 Dati formula di Yarnell e variante corretta Ponte 1 .....	78
Tabella 3.25 Dati formula Al-Nassri per Ponte 1.....	79
Tabella 3.26 Valori di altezza massima raggiunta dal flusso con simulazione in RAMMS .....	79
Tabella 3.27 Altezze massime con rialzo idraulico medio Ponte 1.....	79
Tabella 3.28 Altezze massime con rialzo medio Ponte 2.....	80
Tabella 3.29 Altezze massime per valori medi di rialzo Ponte 3 .....	80
Tabella 4.1 definizione del rischio R e relative classi.....	82
Tabella 4.2 Definizione della velocità $V_c=V_1$ in relazione al diametro delle particelle arrestate (Ferro, 2007) .....	97
Tabella 4.3 Valori per dimensionamento della briglia selettiva.....	98
Tabella 4.4 Dettagli geometrici dimensioni della briglia selettiva (con riferimento alla Figura 3.17) .....	98
Tabella 4.5 Parametri d'ingresso della colata detritica (Geobrugg, 2021) .....	101

Tabella 4.6 Caratteristiche geometriche barriere VX (Geobruogg, 2021) .....	101
Tabella 4.7 Coefficienti parziali per le azioni (NTC, 2018).....	103
Tabella 4.8 Coefficienti parziali per i parametri del terreno (NTC, 2018).....	104
Tabella 4.9 Coefficienti parziali per i muri di sostegno (NTC, 2018) .....	104

## Introduzione

La tesi è dedicata allo studio dei fenomeni di instabilità dei versanti ed in particolare all'indagine in back analysis di un evento di colata detritica verificatosi in Valsesia (provincia di Vercelli) la notte tra il 2 e il 3 ottobre 2020. Questo ambito di analisi è diventato di fondamentale importanza negli ultimi anni poiché, ogni volta che un evento di instabilità si verifica, causa danni in termini di perdite economiche e di vite umane particolarmente elevate. È quindi impensabile effettuare una progettazione strutturale o infrastrutturale oggi senza dedicare la giusta attenzione alla componente geologica e di analisi del rischio.

I fenomeni di dissesto dei versanti possono essere di diverse tipologie e causati da diversi fattori: la forte antropizzazione del territorio e gli eventi meteorologici di carattere eccezionale sono tra i principali. I recenti cambiamenti climatici di surriscaldamento globale causano l'aumento del verificarsi di fenomeni estremi, come lo scioglimento dei ghiacciai o le alluvioni, che comportano, e comporteranno, un incremento repentino dell'innescarsi di fenomeni franosi. L'intento perseguito attraverso questo lavoro è quello di distinguere le diverse tipologie di instabilità, quali sono le cause che le innescano e quali gli effetti che possono provocare, quali i modelli di analisi e quali le tipologie di intervento per la mitigazione del rischio.

Tra i fenomeni di instabilità dei versanti, le colate detritiche sono sicuramente quelli più imprevedibili, non avendo definita a priori una superficie di instabilità e scorrimento, e con capacità di causare più danni dato il comportamento estremamente rapido che assume l'onda di piena che generano. Le masse coinvolte sono elevatissime poiché, le alte velocità raggiunte dal flusso riescono ad erodere e coinvolgere volumi indigeni di detriti raccolti dal fondo e dalle sponde dell'alveo, all'interno del quale, generalmente, si propaga una colata detritica.

Lo scopo di questo elaborato è, sulla base di rilievi ed osservazioni dell'evento accaduto e dei danni causati, quello di andare a ricostruire il fenomeno con un'analisi a ritroso. Tale analisi parte dalle evidenze rilevabili in situ sul volume distaccato e sulle zone coinvolte e, mediante l'utilizzo di un software di simulazione, modella l'evento per indagare i valori di altezze massime e pressioni raggiunte dal flusso che si è propagato.

Le caratteristiche del flusso simulato saranno la base per la formulazione di alcune ipotesi sulle tipologie di intervento per la mitigazione del rischio.

L'elaborato è dunque suddiviso in quattro capitoli:

- Capitolo 1: relativo alla caratterizzazione delle tipologie di instabilità che si possono verificare su un versante con particolare attenzione alle colate detritiche, che sono oggetto specifico di trattazione;

- Capitolo 2: spiegazione del metodo di analisi utilizzato e con particolare riferimento al software di simulazione, RAMMS::DEBRISFLOW, illustrazione dei parametri di input e di output;
- Capitolo 3: descrizione dell'area di studio del fenomeno oggetto di analisi e le caratteristiche delle masse coinvolte. In questo capitolo vengono inoltre riportare le simulazioni eseguite con il programma ed il processo di calibrazione dei parametri, nonché i risultati ottenuti;
- Capitolo 4: descrizione delle diverse tipologie di intervento per la mitigazione del rischio da colata detritica, e proposta di un sistema di difesa.

# 1. Instabilità dei pendii

Per instabilità di un pendio si intende un movimento di volume di terreno o di roccia che si verifica lungo un versante. Diverse sono le tipologie di fenomeno che possono innescarsi: vengono suddivise e classificate sulla base dei meccanismi di movimento, della velocità, del volume coinvolto e del materiale.

L'evento di instabilità può essere causato da fenomeni naturali, come piogge o terremoti, oppure da attività antropiche, come ad esempio scavi, eccessivo uso del suolo e disboscamento, che comportano una riduzione della resistenza a taglio del terreno e permettono l'innescarsi del movimento lungo superfici collocate all'interno del pendio. In ogni caso, prima di andare ad intervenire con opere di messa in sicurezza degli elementi a rischio, bisogna conoscere e analizzare il tipo di meccanismo che potrebbe verificarsi.

La suddivisione tipologica si basa su una classificazione dei movimenti franosi verificabili sul versante, che può essere redatta focalizzandosi su aspetti diversi che caratterizzano i fenomeni. Essendo infatti, questi ultimi, estremamente complessi, poiché intervengono molteplici parametri durante il moto, esistono più sistemi utilizzabili per la loro suddivisione.

## 1.1. Classificazione dei movimenti di versante

Il sistema di classificazione dei movimenti franosi più noto e utilizzato è quello introdotto da Cruden e Varnes che segue due criteri per distinguere i fenomeni:

- *tipologia di movimento*
- *tipologia di materiale*

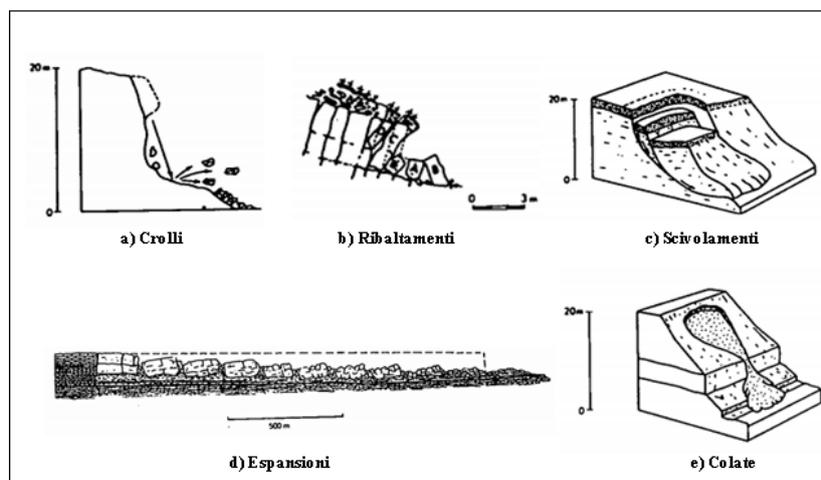


Figura 1.1 Tipologia di movimento secondo la classificazione di (Varnes & Cruden, 1978)

Per quanto riguarda la **tipologia di movimento**, la classificazione suddivide in cinque varianti di cinematisimo (*Figura 1.1*), identificando:

- Crolli
- Ribaltamenti
- Scivolamenti
- Espansioni
- Colate

Mentre, per ciò che concerne la **tipologia di materiale** contenuto in un fenomeno franoso, si può distinguere in:

- *roccia* (rock): massa intatta composta da granuli aggregati, ovvero tenuti insieme da una elevata coesione;
- *detriti* (debris): sono composti da una elevata percentuale di materiale grossolano all'interno del quale una parte compresa tra il 20 – 80% ha un diametro maggiore di due millimetri [ $\phi > 2$  mm] mentre tutto il resto ha dimensioni inferiori;
- *terreno* (earth): descrive materiale dove la parte di massa preponderante è a grana fine, con dimensioni inferiori a due millimetri [ $\phi < 2$  mm].

Si specifica inoltre che il terreno è un mezzo trifasico, ovvero sussistono nella massa tre fasi distinte di aggregazione della materia: solida, liquida e gas. Negli interstizi che vengono a crearsi tra le particelle solide può essere presente o solo materia in fase liquida, originando un terreno saturo, oppure materia allo stato gassoso, e si parla di terreno asciutto.

La nomenclatura del singolo fenomeno deriva dalla combinazione dei due termini che descrivono il tipo di movimento e il tipo di materiale (*Tabella 1.1*).

TIPO DI MOVIMENTO		TIPO DI MATERIALE		
		ROCCE	TERRENI GROSSOLANI	TERRENI FINI
CROLLI		Crolli di roccia	Crolli di detrito	Crolli di terra
RIBALTAMENTI		Ribalt. di roccia	Ribalt. di detrito	Ribalt. di terra
SCORRIMENTI	ROTAZIONALI	Scorr. rot. di roccia	Scorr. rot. di detrito	Scorr. rot. di terra
	TRASALATIVI	Scorr. trasl. di roccia	Scorr. trasl. di detrito	Scorr. trasl. di terra
ESPANDIMENTI LATERALI		Esp. lat. di roccia	Esp. lat. di detrito	Esp. lat. di terra
FLUSSI		Flussi di roccia	Flussi di detrito	Flussi di terra
F. COMPLESSE/ COMPOSITE		Combinazione di 2 o più tipi nello spazio e/o nel tempo		

*Tabella 1.1 Classificazione dei movimenti di (Varnes & Cruden, 1978)*

## 1.2. Tipologie di movimento

Per poter procedere con la caratterizzazione delle diverse tipologie di movimento, bisogna dapprima svolgere una definizione delle parti principali che compongono un cinematismo franoso (Figura 1.2).

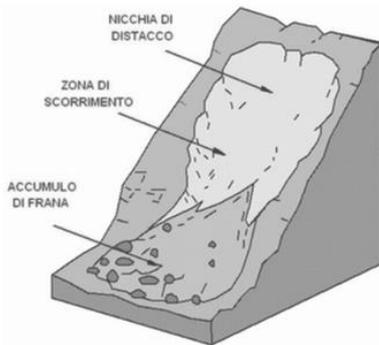


Figura 1.2 Parti principali del corpo di frana (dal sito [www.protezionecivile.it](http://www.protezionecivile.it))

- **Nicchia di distacco** che identifica la parte in cui si innesca il fenomeno;
- **Zona di scorrimento**, o di propagazione, che rappresenta tutta l'area interessata dal passaggio del corpo di frana;
- **Zona di accumulo**, o di deposito, che va ad individuare la superficie topografica sulla quale si deposita la massa.

I successivi paragrafi dedicati alla definizione e caratterizzazione dei movimenti franosi di versante, fanno riferimento alle dispense delle lezioni del corso di “*Slope stability and landslide risk mitigation*” tenuto dalla Prof. Pirulli (Pirulli, 2021).

### 1.2.1 Crolli

Generalmente il crollo (inglese “falls”) è associato all'instabilità di versanti pseudo-verticali in roccia, o terreni cementati, dai quali si distacca una massa di materiale o un blocco, generando un cinematismo molto complesso e rapido (Figura 1.3). Il fenomeno che si innesca è di elevata pericolosità poiché i blocchi possono raggiungere velocità molto elevate (150-200 km/h) e, impattando, causare danni a persone o opere.

Una volta avvenuto il distacco, per ribaltamento o scivolamento, il moto prosegue con una fase di caduta libera del blocco finché non arriva ad impattare contro il versante, da qui prosegue per rimbalzi e/o rototraslazione.

Le cause principali che predispongono il fenomeno sono da ricondurre alla morfologia del versante poiché pareti in roccia pseudo-verticali, che non godono della giusta copertura vegetale che potrebbe stabilizzarle, sono soggette all'innescarsi del distacco. Un aumento del rischio di crollo è dato dall'intersezione tra la parete rocciosa e un sistema di discontinuità, queste infatti rappresentano dei piani di debolezza lungo i quali il comportamento meccanico è più critico.

Diverse sono le cause che possono scatenare uno specifico evento. Si identificano, ad esempio, le tensioni causate da cicli di gelo – disgelo, le infiltrazioni d'acqua nelle discontinuità che possono

andare in pressione e portare al collasso del versante, le azioni sismiche che vanno ad indurre uno stato tensionale locale istantaneo, oppure le azioni antropiche come, ad esempio, la realizzazione di infrastrutture o scavi.



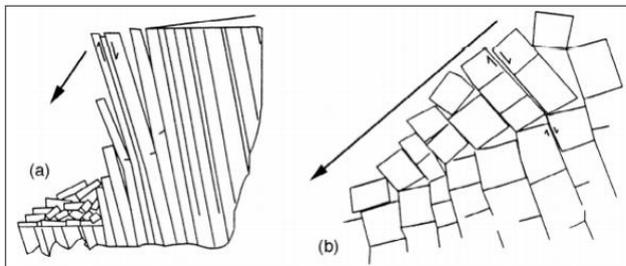
Figura 1.3 Crollo di un blocco

### 1.2.2 Ribaltamenti

Anche nel caso dei ribaltamenti (inglese “*topples*”) avviene il distacco di un singolo blocco da una parete verticale ma, ciò che li distingue dal fenomeno dei crolli, è il meccanismo che li caratterizza. Si tratta di blocchi snelli (aventi  $h > b$ ) generati da discontinuità, che entrano in rotazione attorno ad un asse o ad un punto mediante l’azione di un momento ribaltante causato dalla proiezione della risultante della forza peso che cade al di fuori dell’area di base del blocco stesso.

Il meccanismo che si genera dipende sia dalla geometria che dalle condizioni del versante; in generale però, si può assumere che sussistono due categorie principali di ribaltamento distinte dalla disposizione delle discontinuità e del comportamento meccanico dell’ammasso roccioso. Si

evidenziano dunque (Figura 1.4):



○ *Ribaltamento flessionale (a)*

○ *Ribaltamento a blocchi (b)*

Figura 1.4 Ribaltamento flessionale (a) e a blocchi (b)  
(Varnes & Cruden, 1978)

Per *ribaltamento flessionale* si intende il fenomeno che si innesca quando le lastre di roccia, generate da un sistema di discontinuità, tendono a flettersi fino a raggiungere il collasso per effetto di forze esterne sollecitanti a monte del versante (sisma, pressioni interstiziali) o a causa del peso proprio (per versanti leggermente inclinati) che inducono al superamento della componente resistente della trazione della roccia stessa (*Figura 1.5*).

Per *ribaltamento a blocchi*, invece, si intende il fenomeno che si genera in maniera diretta quando le lastre sono suddivise in blocchi da piani di separazione ortogonali. L'insorgere del cinematismo è da ricondursi prettamente a caratteristiche geometriche del sistema versante-blocchi: in presenza di blocchi molto snelli ( $h \gg b$ ), anche esigui valori di inclinazione del pendio possono comunque comportare l'innescarsi del movimento.



*Figura 1.5 Ribaltamento di una parete rocciosa*

### **1.2.3 Scivolamenti**

Il fenomeno di scivolamento (inglese “*slides*”) identifica il movimento di un volume di roccia o di terreno a causa del collasso della resistenza di trazione dei materiali lungo una o più superfici di terreno meno omogeneo o resistente.

Anche nel caso degli scivolamenti, le principali cause predisponenti il fenomeno sono da distinguersi tra eventi naturali (intense precipitazioni e conseguente aumento della falda acquifera all'interno del versante, lo scioglimento di ghiacciai o inondazioni) e conseguenze delle opere di antropizzazione (tensioni indotte da scavi o inondazioni causate da perdite in tubazioni).

Questa tipologia di fenomeno può essere suddivisa in due categorie quali (Figura 1.6):

- *Scivolamento rotazionale*
- *Scivolamento traslativo*

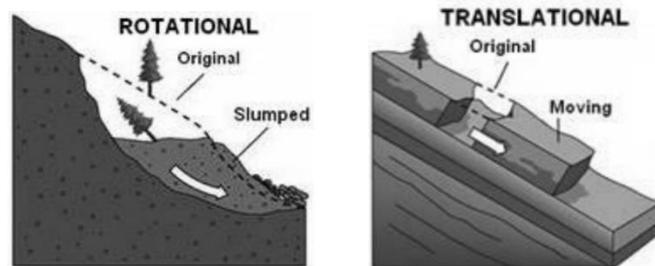


Figura 1.6 Tipologia di scivolamento

Parlando di *scivolamento rotazionale* (Figura 1.7 a sinistra) si intende il meccanismo di scorrimento che si verifica lungo una superficie di rottura curvilinea o con concavità rivolta verso l'alto, che coinvolge materiali a grana fine costituenti uno o più strati aventi caratteristiche simili tra loro. Sono fenomeni tipicamente lenti o che non raggiungono elevate velocità.

Per *scivolamento traslativo* (Figura 1.7 a destra) si intende il fenomeno che si innesca su una superficie di rottura per effetto di una eterogeneità nel terreno, ovvero una discontinuità che origina una zona di minore resistenza rompendo il legame coesivo che sussiste tra le particelle rocciose. All'interno di queste discontinuità può sedimentarsi materiale alterato o rigonfiante o acqua infiltrata che contribuiscono all'instabilità del versante. Tipicamente questi eventi sono estremamente rapidi ed inizialmente coinvolgono la massa in maniera compatta, che tende a frammentarsi durante il movimento.



Figura 1.7 Scivolamento rotazionale di Holbeck Hall (a sinistra) e scivolamento traslativo (a destra)

#### ***1.2.4. Espansioni***

Nel caso delle espansioni (inglese “*lateral spreads*”) non è semplice identificare la superficie lungo la quale si verifica il movimento poiché si tratta di un particolare fenomeno di instabilità. Si innesca infatti per liquefazione dei materiali fini costituenti il versante o per deformazioni plastiche che si verificano in esso: quando, uno strato di ammasso roccioso è depositato su uno strato di terreno caratterizzato da un basso valore di resistenza, le deformazioni plastiche di quest’ultimo possono indurre all’insorgere di movimenti differenziali nei blocchi di pietra sovrastanti senza comportare lo sviluppo di una superficie di rottura definita.

Il movimento che si innesca è solitamente lento o molto lento e si propaga in direzione orizzontale ma nel caso di espansioni dovute a liquefazione (*Figura 1.8*), la velocità del cinematismo può assumere valori maggiori.



*Figura 1.8 Danni causati da espansione per liquefazione*

#### ***1.2.5 Colate***

Indagando tra le tipologie di movimenti che possono verificarsi lungo un versante in condizioni di instabilità, i cinematismi da colata (inglese “*flows*”) sono sicuramente tra i più rapidi e meno prevedibili (*Figura 1.9*).

Questo genere di fenomeno può innescarsi in terreni sciolti o ammassi roccioso che entrano in movimento poiché, in seguito a episodi alluvionali o di intense piogge, assumono il comportamento simile a quello di un fluido viscoso. Peculiarità di questa tipologia di evento è la non precisa definizione della zona di distacco che ne determina l’insorgere, e la continua variazione delle superfici di scorrimento durante la propagazione.

Le colate possono coinvolgere materiale di diversa granulometria e natura, che è preso in carico dalla pioggia e incanalato all’interno incisioni montane, comportando un continuo aumento di massa e velocità fino al raggiungimento della zona di deposito, che solitamente ha una forma di ventaglio (fan) e viene denominata conoide.

Sulla base del contenuto d'acqua e della tipologia di materiale coinvolto, specificando le condizioni di velocità raggiunte dai flussi, può essere effettuata una distinzione tra i diversi tipi di colata che possono verificarsi:

- *colata detritica* (inglese “*debris flow*”), coinvolge materiale detritico di diverse dimensioni ma principalmente grossolano e raggiunge velocità molto alte, anche oltre i 5-10 m/s (18-36 km/h)
- *colata di fango* (inglese “*mud flow*”), l'acqua derivante dalle piogge si miscela con il terreno e genera una massa che fluisce con estrema rapidità lungo il versante. Coinvolge particelle con dimensioni minori rispetto ai debris, ma le caratteristiche di movimento sono complessivamente le stesse;
- *colata di terra* (inglese “*earth flow*”), si verifica quando un ammasso di materiale, fine o grossolano, diventa saturo d'acqua a causa delle piogge intense ed inizia a muoversi come se fosse un unico blocco. Questa tipologia di movimento ne causa, a differenza delle colate di fango o detrito, una scarsa velocità di propagazione con conseguente runout contenuto.



*Figura 1.9 Immagini di instabilità per colata*

### 1.3. Colate detritiche

Come già accennato in precedenza, le colate detritiche sono fenomeni di movimento franoso che si verificano lungo un versante e possono coinvolgere materiale di diverso genere e dimensione, preso in carico e trasportato dal flusso lungo la zona di propagazione.

Secondo la definizione di Takahashi “*la colata detritica è un flusso di sedimenti e acqua, miscelati a formare una massa fluida continua guidata dalla gravità, che raggiunge una grande mobilità nello spazio vuoto e saturo di acqua e fango*” (Takahashi, 1991). Stando a questa definizione si possono associare le colate detritiche a movimenti franosi dove la forza che spinge il moto è la gravità, tuttavia alcuni fenomeni possono non rientrare in questa definizione poiché composti da trasporto guidato dall’acqua.

La colata detritica ha un contenuto solido molto rilevante ed è proprio questa caratteristica a distinguerla dal fenomeno di frana. Le colate sono generalmente formate da una massa la cui composizione è suddivisa tra particelle di materiale granulare e particelle d’acqua, che vanno a miscelarsi e a scorrere lungo i versanti anche con velocità molto alte. Quest’ultima può aumentare in funzione della pendenza del versante e della forma dell’alveo in cui si propaga il fenomeno, ma concorrono all’incremento di rapidità anche fattori funzione della concentrazione di materiale solido e delle condizioni reologiche del flusso.

Purché una colata detritica si inneschi, è fondamentale che la componente di massa solida ricopra una percentuale  $C_v$  (%) compresa tra il 20-70 % dell’intera massa. Sono proprio queste particelle solide a determinare la densità e la reologia che governa il moto del flusso e sulla base della loro quantità si possono infatti suddividere diverse tipologie di movimento (Pierson & Costa, 1987):

- $C_v < 20\%$  *water flow*, il comportamento sarà simile a quello di un fluido Newtoniano, con densità  $1.0 < \rho < 1.33 \text{ g/cm}^3$ ;
- $20 < C_v < 47\%$  *flusso iper-concentrato*, si assiste ad una colata lenta se il materiale è in prevalenza fine e con coesione molto alta, mentre un fenomeno più rapido se i grani sono grossolani, e le densità variano  $1.33 < \rho < 1.80 \text{ g/cm}^3$ ;
- $47 < C_v < 77\%$  *debris flow*, il comportamento è assimilabile a quello di un fluido viscoso ma con densità compresa tra  $1.80 < \rho < 2.30 \text{ g/cm}^3$ .

Per comprendere a pieno la tipologia di fenomeno, si può semplificare approssimando la massa in movimento ad un agglomerato di detriti e acqua che si muove con estrema rapidità lungo il pendio, determinando la formazione di un’onda.

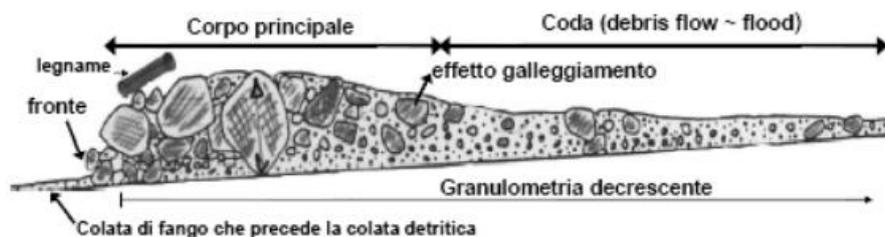


Figura 1.10 Schema di una colata detritica (Hulb & Suda, 2009)

Nella descrizione dell'onda di colata detritica si possono suddividere tre diverse zone (Figura 1.10):

- *fronte*, facilmente riconoscibile poiché coinvolge la granulometria più grossolana della parte solida e spesso anche elementi legnosi; può assumere una forma rigonfia quando il flusso trasporta detriti grossolani oppure a cuneo per sedimenti più fini o fangosi.
- *corpo*, è più liquida rispetto al fronte e contiene una miscela di acqua e detrito ancora di medie-grosse dimensioni;
- *coda*, identifica la restante parte della colata e trasporta i materiali coinvolti più fini.

Durante il movimento della colata possono innescarsi diverse tipologie di forze dissipative derivati dalle differenti parti di materia che compongono la massa, come già sottolineato infatti, sussistono contemporaneamente una parte di sedimento solido e una parte di fluido viscoso composto da materiali fini galleggianti in acqua. La componente solida dell'ammasso origina sforzi dissipativi entrando in contatto con la topografia di propagazione ma, una parte di energia viene dispersa anche attraverso gli urti che interessano le particelle costituenti la massa. Queste collisioni permettono ai blocchi di dimensioni più grandi di andare verso la superficie mentre i granuli minori vengono tenuti in sospensione dalla spinta di galleggiamento derivante dalla matrice fluida (in Figura 1.11 si può osservare la differenza tra la necessità di un grano di grandi dimensioni di avere interazione con le altre particelle per rimanere sospeso (B) mentre un grano fine rimane sospeso per galleggiamento (A) (Iverson, 1997)).

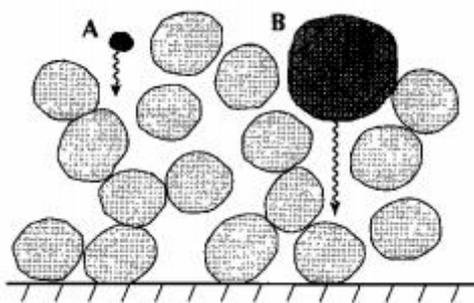


Figura 1.11 Diagramma di distinzione tra grani fini e grossolani (Iverson, 1997)

### ***1.3.1 Innesco di una colata detritica***

Le cause che inducono al verificarsi di un fenomeno di colata detritica sono da riconoscersi nell'adeguata pendenza del versante, in una quantità di volume di materiale detritico tale da poter essere mobilizzata e nella massa d'acqua sufficiente ad innescare l'evento.

I fenomeni di colata detritica sono tipici delle zone alpine e delle dolomitiche e avvengono solitamente in bacini con dimensione limitata, dell'ordine dei 15 km<sup>2</sup>, ma possono innescarsi anche in aree più vaste. All'interno del bacino si identificano tre principali parti di movimento:

- *bacino di formazione*, che identifica la zona di innesco;
- *canale collettore*, la zona in cui il fenomeno si propaga;
- *conoide di deiezione*, l'area dove la massa si deposita.

Ognuna di queste zone ha un valore di pendenza critica che può contribuire all'innescarsi o alla prosecuzione del moto. Nella zona di innesco i valori di pendenza critica variano tra gli 11° e i 35° mentre per la zona di propagazione si scende fino ai 10°, valori che tendono ai 4°-6° per la zona di arresto (VanDine, 1996). La pendenza critica del bacino di formazione rappresenta l'angolo di inclinazione limite affinché il versante rimanga in equilibrio, ovvero l'angolo di attrito statico del sedimento stesso, valore che deve essere superato dallo sforzo di taglio per innescare lo scorrimento.

È necessario però che sussistano contemporaneamente anche le altre condizioni per far sì che un evento di colata detritica si verifichi, non è dunque sufficiente avere solamente un'adeguata pendenza. Le piogge intense, gli scioglimenti di ghiacciai o ammassi nevosi, comportano un innalzamento della falda dovuto alla rapida infiltrazione dell'acqua, che non viene espulsa altrettanto velocemente, e causa la destabilizzazione del terreno. Quello che succede è che l'acqua infiltrandosi nel sottosuolo e non venendo espulsa completamente, viene spinta sempre più in profondità dalla forza di gravità e va a diminuire la resistenza al taglio degli strati più profondi causando l'insorgenza di instabilità. È dunque l'aumento di pressione dell'acqua nei pori che comporta il verificarsi di fenomeni franosi causando notevoli danni nelle zone interessate dagli eventi.

### 1.3.2 Previsione del runout

Nello studio dei fenomeni franosi ad evoluzione rapida, una parte importante è caratterizzata dall'analisi e previsione della zona di runout, per la quale si identificano le fasi di *propagazione* e *deposito* (l'innescò è generalmente indicato con il termine “*triggering*”).

Per svolgere questa tipologia di analisi, fondamentale per il successivo dimensionamento di opere passive che mitigano gli effetti causati dal movimento della massa sul territorio, la letteratura offre diverse varianti d'approccio a partire dalla conoscenza della volumetria e del meccanismo di distacco. Questi approcci possono essere suddivisi in:

- *approcci empirici*
- *approcci analitici*
- *approcci numerici*

I modelli empirici e analitici sono tra i più storici e di semplice applicazione che permettono, tutt'oggi, di effettuare una prima analisi speditiva del problema.

L'approccio *empirico* (O.Hungr, 2001) può essere distinto in due metodologie applicative: la *geomorfologica* e la *geometrica*. La prima è basata sull'analisi di eventi già avvenuti per i quali si definiscono la zona di distacco e, mediante indagini in situ e studio di immagini aeree, la zona di deposito. Tali informazioni permettono di individuare la distribuzione dei depositi nell'area e, assumendo che l'evento più critico si sia già verificato, tracciare la *linea di massima distanza* raggiunta dalla massa. Anche per la metodologia geometrica si definisce l'analisi partendo dallo studio di fenomeni già avvenuti, focalizzandosi sui parametri di volume coinvolto, distanza tra il punto d'innescò e il piano orizzontale (H) e distanza massima percorsa (L):

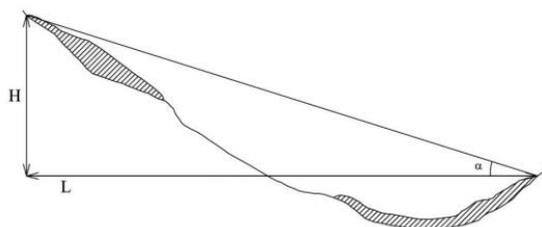


Figura 1.12 Distribuzione di un fenomeno franoso (Pirulli,2021)

Trattandosi di eventi già avvenuti, si possono definire i valori di  $H$ ,  $L$  e  $\alpha$  (Figura 1.12) dove quest'ultimo è dato dalla funzione  $\alpha = \arctan \frac{H}{L}$ , è detto “*travel angle*” ed è il parametro fondamentale per utilizzare i dati disponibili per fini previsionali.

In letteratura esistono diverse teorie empiriche basate sull'osservazione di molteplici eventi già avvenuti che forniscono correlazioni per la stima della massima distanza di propagazione a partire da dati noti. Si riportano le formulazioni (1.1) e (1.2) di:

- Corominas (1996) sviluppata in Spagna e basata sullo studio di 71 casi avvenuti

$$L = 1.03 * V^{0.105} * H \quad (1.1)$$

- Rickenmann (1999) formulata sullo studio di 106 casi avvenuti in Svizzera

$$L = 1.9 * V^{0.16} * H^{0.83} \quad (1.2)$$

L'approccio *analitico* (Berger & Bourrier, 2012) è basato sullo studio del bilancio di energia riferito, non alla massa nel suo intero, ma al suo centro di gravità: il modello più classico è il *lumped mass* che idealizza appunto il moto della massa come quello relativo al corrispondente baricentro.

Tale teoria permette di effettuare un'analisi energetica riferita al cinematismo del punto, partendo dalla zona di innesco fino al raggiungimento dell'area di deposito. Si ha perciò che l'energia totale (1.3) coinvolta nel moto è:

$$E_{tot} = E_{pot} + E_{cin} + E_{diss} \quad (1.3)$$

Dalla fisica classica desumiamo che le componenti dell'energia totale sono date da (Figura 1.13):

- $E_{pot} = mgh$  è la componente di energia potenziale data dalla posizione iniziale del punto rispetto all'asse di riferimento;
- $E_{cin} = \frac{1}{2}mv^2$  è l'energia cinetica sviluppata durante il movimento della massa;
- $E_{diss} = mg\cos\theta\tan\phi_a l$  è la componente di energia dissipata durante il moto a causa dell'attrito che si instaura con la superficie del pendio

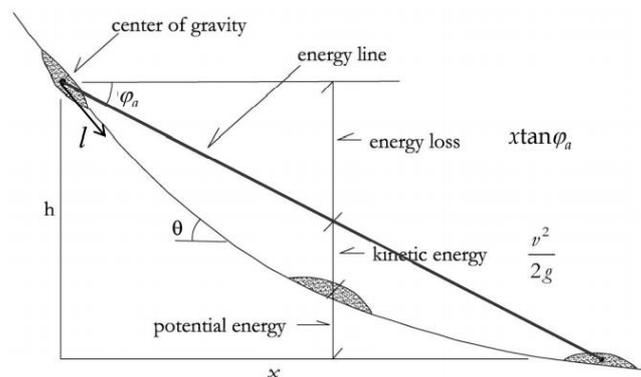


Figura 1.13 Suddivisione energetica modello analitico lumped mass (Pirulli, 2021)

Sapendo che il valore di massa  $m = \rho V$  ed avendo assunto per ipotesi iniziale che  $V = 1$ , si può scrivere l'equazione in termini di altezza (1.4), andando a dividere ogni addendo per  $\rho g$ :

$$H = h + \frac{1}{2} \frac{v^2}{g} + x \tan \varphi_a \quad (1.4)$$

dove  $x = l \cos \theta$ .

Il termine legato alla resistenza che si genera all'interfaccia tra la topografia e il movimento della massa è  $\varphi_a$  infatti, una volta definito, è possibile tracciare la linea di energia e definire la massima distanza di propagazione andando semplicemente a congiungere il centro di gravità dell'innesco con quello di deposito, intercettato all'intersezione tra il segmento di inclinazione  $\varphi_a$  e la topografia del versante. Tale tipo di approccio è molto limitante poiché non permette di avere informazioni in merito alla forma della massa coinvolta nel fenomeno e oltretutto se ne ignora completamente il comportamento meccanico.

Si analizzano infine gli approcci **numerici** (Pasternack & Gao, 1988) che sono, tra tutti, le formulazioni riferite a studi più recenti, che considerano un'ipotesi di base in termini di modellazione della massa: si parla di modello *continuo* o modello *discontinuo*. Sapendo che la massa reale è composta da un mezzo eterogeneo di acqua, blocchi e materiali fini, si può assumere l'ipotesi di rappresentare o un modello semplificato di fluido continuo equivalente dove alla massa sono attribuiti parametri meccanici di comportamento riferiti alla massa omogenea, oppure utilizzare un modello discretizzato che rappresenta la massa come un insieme di particelle irregolari e addensante. Per quest'ultima tipologia di approccio bisognerebbe essere a conoscenza di fattori che possano descrivere la maggior parte della materia costituente l'ammasso come, ad esempio, il numero delle particelle, la loro forma e soprattutto la dimensione. Essendo queste caratteristiche difficili da definire per una qualsiasi tipologia di evento franoso, solitamente si adottano approcci numerici che assumono la massa come un mezzo continuo.

Fatta questa ipotesi di base, si possono associare alla massa le *equazioni di equilibrio*, secondo i principi di conservazione di massa, quantità di moto e momento, che devono essere poi corredate da *equazioni reologiche* che permettano di descrivere le proprietà meccaniche del flusso considerando le dissipazioni di energia. Queste dissipazioni si generano a causa sia dell'attrito tra flusso e topografia del versante, per collisione delle particelle all'interno della massa e a causa della viscosità del materiale (l'informazione relativa alle particelle viene meno nel momento di approssimazione a mezzo continuo ma è tenuta indirettamente in considerazione come quota aggiuntiva nella dissipazione per contatto).

Ciò che si vuole definire attraverso l'uso delle leggi reologiche, che caratterizzano la cinematica del movimento della massa, è il valore dello sforzo resistente al taglio che si oppone al moto ( $\tau =$  **critero di resistenza al taglio**) che permette di stimare l'evoluzione del moto e il conseguente runout. La letteratura fornisce diverse tipologie di modello.

### Modello attritivo

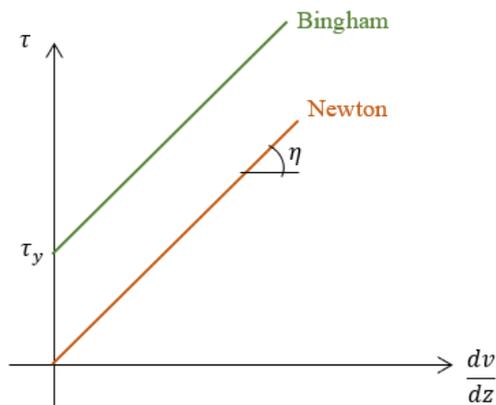
È tra i modelli quello di più semplice e immediata applicazione poiché considera che la dissipazione di energia avvenga solamente alla base a causa dell'attrito che si innesca tra la superficie di scorrimento e la massa. La formulazione è data dal *criterio di Coulomb* (1.5) e risulta essere:

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi_a \quad (1.5)$$

dove  $\sigma_n$  identifica la componente normale alla base della forza peso mentre  $\varphi_a$  è l'angolo di resistenza a taglio riferito non ad uno specifico costituente dall'ammasso ma è un valore medio che tiene in considerazione il comportamento medio del mezzo.

### Modello di Newton e modello alla Bingham

Per queste due tipologie di modello, si può rappresentare un sistema cartesiano avente in ascissa il gradiente  $\frac{dv}{dz}$  e in ordinata la resistenza  $\tau$  (Figura 1.14).



$$\tau = \eta \frac{dv}{dz} \quad \text{Formulazione di Newton (1.6)}$$

$$\tau = \tau_y + \eta \frac{dv}{dz} \quad \text{Formulazione di Bingham (1.7)}$$

Figura 1.14 Modello di Newton e di Bingham (Pirulli, 2021)

Stando alle due formulazioni (1.6) e (1.7), il comportamento della massa dipende in entrambi i casi dalla viscosità del flusso, che non varia al variare della velocità di deformazione ma rimane costante. Nel caso di comportamento alla Bingham sussiste un valore di resistenza iniziale,  $\tau_y =$  *tensione di snervamento*, superata la quale si innesca il movimento che varia successivamente in funzione della viscosità.

### Modello coulomb-viscoso

Si considera la massa come un fluido con comportamento coulomb-viscoso (1.8) ovvero all'interno del quale le dissipazioni sono governate sia dagli sforzi d'attrito, tenuti in conto dal fattore  $\tan \varphi$ , che dall'andamento viscoso dell'ammasso, considerato dal parametro  $\eta_p$ .

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + \eta_p \frac{dv}{dz} \quad (1.8)$$

Tale tipologia di approccio, nonostante consideri il mezzo come continuo, effettua una valutazione anche dei comportamenti interni delle particelle che vengono sommati all'attrito di base.

### **Modello turbolento**

Il comportamento del flusso è ipotizzato come quello di un fluido governato da turbolenze (1.9), infatti l'unico parametro che descrive questa tipologia di approccio è il *coefficiente di attrito turbolento*  $\xi$  che è funzione dell'interazione, delle collisioni, degli urti, che si instaura tra le particelle costituenti la massa.

$$\tau = \xi \left( \frac{dv}{dz} \right)^2 \quad (1.9)$$

Deduciamo dalla formulazione che per un maggior grado di interazione tra le particelle, il valore di dissipazione aumenta in maniera proporzionale.

### **Modello di Voellmy**

È una tipologia di reologia che va a unire il termine dissipativo dovuto alla componente attritiva (di Coulomb) e il termine legato alla componente turbolenta (1.10).

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + \xi \left( \frac{dv}{dz} \right)^2 \quad (1.10)$$

Questo genere di approccio viene applicato per quei fenomeni dove la dissipazione di energia è legata sia all'attrito, generato dallo scorrimento del flusso sul versante, e sia alla componente turbolenta, legata alle collisioni particellari. La parte di energia dissipata per viscosità viene considerata trascurabile.

Tale reologia verrà successivamente spiegata più nel dettaglio (*Paragrafo 2.2.2*) poiché posta come base per lo studio in back analysis del fenomeno di colata detritica oggetto di trattazione.

## 2. Programma di simulazione RAMMS

Il programma RAMMS (RApid Mass Movements Simulation) è un software di simulazione numerica per movimenti rapidi di masse governati dalla gravità, sviluppato in Svizzera dai ricercatori del *WSL*, Istituto Federale di ricerca per la foresta, la neve e il paesaggio, e fornito dal *SLF*, Istituto per lo studio della neve e delle valanghe.

Nell'ambito dei rischi legati a fenomeni di instabilità naturale, è fondamentale avere modelli o strumenti che permettano di valutare in maniera affidabile le conseguenze di tali eventi: il software fornisce un'accurata previsione delle distanze di propagazione dei movimenti di massa, delle pressioni d'impatto nel terreno tridimensionale e delle velocità di flusso. RAMMS consente di andare a definire delle mappe di pericolosità per applicazioni preliminari e fronteggiare problemi pratici e permette inoltre, agli ingegneri che si occupano della mitigazione del rischio, di avere un software basato su una vasta gamma di casi studio e di dati storici tali da poter ritenere affidabili i risultati delle simulazioni.

Il programma nasce inizialmente come strumento per la simulazione di valanghe e calcolo dei rischi connessi a tali fenomeni ma è stato poi esteso, mediante la messa a punto di moduli specifici, anche a frane e colate detritiche data la cinematica simile che accomuna gli eventi. Il software si divide dunque in tre moduli:

- RAMMS::AVALANCHE per le valanghe
- RAMMS::ROCKFALL per le frane
- RAMMS::DEBRISFLOW per le colate detritiche

questi moduli sono utilizzati per simulare il moto dei fenomeni di rapido movimento di particelle di neve, detrito o roccia, lungo un versante, dal punto di innesco alla fine della propagazione. Una delle differenze sostanziali tra valanghe e colate detritiche è rappresentata dal fluido interstiziale che, nel primo caso è *aria*, mentre nel secondo è *fango*: questa specifica caratterizzazione del terreno, insieme ai parametri d'attrito che da esso dipendono, e le condizioni iniziali del distacco, vengono specificate dagli operatori prima di poter avviare le simulazioni.

L'utilizzo del software è legato al possesso di una licenza che è possibile ottenere effettuando una richiesta motivata agli istituti di produzione; solo una volta ottenuta una personale chiave di apertura del programma, sarà possibile avviarlo. Le licenze sono acquistabili per gli studi professionali o richiedibili, per un tempo massimo di un anno, per lavori accademici come nel caso di questa trattazione.

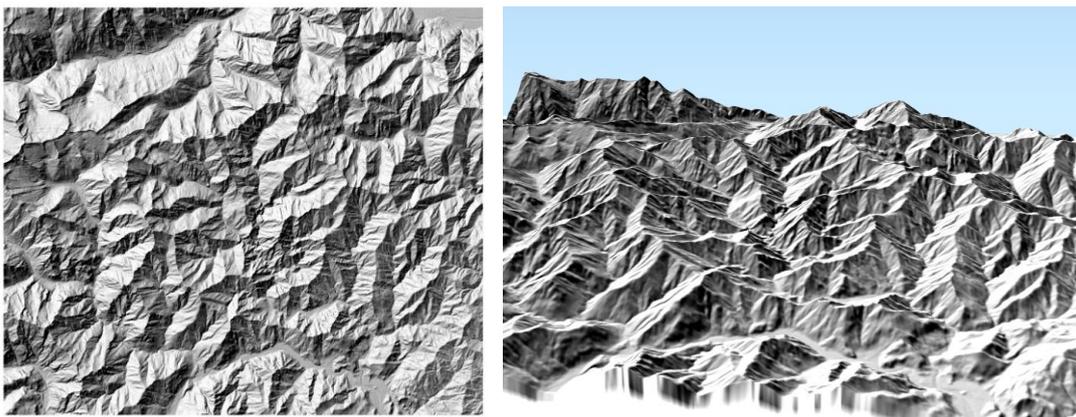
## 2.1 Avvio del programma

Ottenuta la licenza e correttamente avviato il programma, prima di poter procedere con le simulazioni, è importante andare a definire quali sono i dati input necessari per poter lavorare.

Innanzitutto, si deve avere a disposizione una *base topografica* corredata da un file di testo contenente le coordinate di riferimento, alla quale si allegano *mappe georeferenziate* e *immagini aeree* della zona di interesse. Questi dati input dovranno tutti essere georeferenziati nello stesso *sistema di coordinate cartesiane* (ad esempio ESPG 32632).

### 2.1.1 Base topografica – DEM e DTM

La base topografica è sicuramente il dato di input più importante che bisogna avere a disposizione. L'acronimo **DEM** sta per Digital Elevation Model, mentre **DTM** sta per Digital Terrain Model (*Figura 2.1*), ed entrambi rappresentano la distribuzione delle quote di un territorio in formato digitale, ma nel caso dei DTM si ha anche l'informazione più dettagliata relativa ad elementi morfologici, come le linee di scarpata o d'impluvio.



*Figura 2.1 DTM in 2D e 3D*

Questi file possono presentarsi in diversi formati:

- ESRI ASCII
- ASCII X, Y, Z
- GEOTIFF

tutti leggibili da software RAMMS se corredata da un file di testo (in formato .tfw) contenente le coordinate dell'angolo (pixel) inferiore sinistro e la sua dimensione. Le immagini e le mappe che si vogliono utilizzare come base cartografica da sovrapporre al modello di elevazione dovranno essere, oltre che georeferenziate nello stesso sistema del DEM o DTM, corredate dal solito file di testo contenente le coordinate. Nel caso in cui non si disponesse di questi file in formato .tfw, è possibile estrapolarli preventivamente mediante l'utilizzo di un altro software, ovvero QGIS.

Una breve digressione sul software QGis risulta a questo punto necessaria.

QGis è un programma che permette di rappresentare e lavorare con dati spaziali nonché di generare cartografia. Esso lavora con due tipologie diverse di file input che sono:

- *file vettoriali*, aventi delle primitive geometriche, individuate dalle coordinate dei nodi e dei punti. I formati fisici che vengono usati in questo caso sono gli *shapefile*, composti da 3+1 files all'interno dei quali sono riportate le informazioni riguardo la posizione fisica delle geometrie (.shp file), la descrizione degli attributi (.dbf file), una correlazione tra le geometrie e gli attributi (.shx file) ed infine l'indicazione specifica sul sistema di riferimento (.prj file);
- *file raster*, sono delle matrici di file determinate da un numero di linee e di colonne, come le immagini dove l'informazione contenuta dentro ogni singola cella (pixel) è un valore che definisce il colore. Nel caso di altre tipologie di raster, ad esempio i *grid* come i DEM o i DTM, si ha come informazione contenuta all'interno di ogni cella, la **quota**.

Una volta scaricati i file DTM dal sito del Geoportale della Regione Piemonte, alla sezione *catalogo*, è possibile importarli in QGis ed effettuare il ritaglio della zona di interesse che successivamente va esportata sia in formato .tif (ovvero l'immagine) che nella sua estensione .tfw (le coordinate). La fase di conversione ed esportazione delle due tipologie di file è indispensabile anche per le immagini o le mappe da utilizzare poi all'interno del software RAMMS; i due file devono inoltre avere la stessa intestazione, altrimenti si incorre in problemi di lettura e di apertura.

Una volta che i file di base sono stati elaborati, vanno organizzati in cartelle di riferimento preimpostate dall'operatore, che si specificano nelle 'Preferenze' del software (*Figura 2.2*), e permettono di aprire automaticamente i dati georeferenziati quando si genera un nuovo progetto.

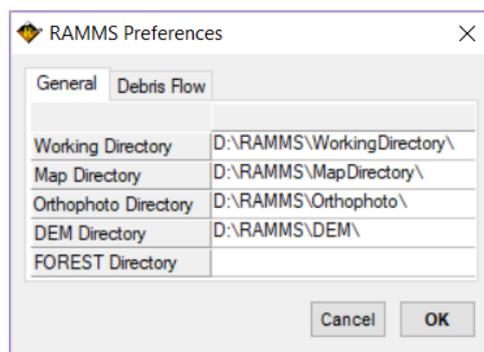


Figura 2.2 Tabella delle 'Preferenze' di RAMM

Le cartelle che devono essere create sono quattro e si distinguono in:

- *Working directory*, è la cartella all'interno della quale i progetti e le simulazioni si salveranno automaticamente;

- *Map directory*, all'interno della quale si vanno ad inserire le mappe digitali georeferenziate (nei formati .tif e i corrispondenti .tfw)
- *Orthophoto directory*, come per le mappe, è la cartella dove vanno inserire le ortofoto georeferenziate (ad esempio foto aeree, nei formati .tif e .tfw)
- *DEM directory*, dove si inseriscono tutti i file di modello digitale che si vogliono utilizzare come input per le simulazioni.

Una volta impostati i file di base, si può dare avvio alla creazione di un nuovo progetto relativo alla zona d'interesse, corredata dalle mappe digitali precedentemente descritte. All'interno di un progetto si possono individuare uno o più scenari, caratterizzati da diversi parametri input, ai quali associare il calcolo. Per uno stesso progetto, anche contenente differenti scenari, si può inserire una sola base topografica, che può essere cambiata solamente andando a creare un progetto nuovo.

### 2.1.2 Creare un nuovo progetto

La creazione di un progetto in RAMMS::DEBRISFLOW è relativamente semplice, bisogna solamente prestare attenzione ai file di input che si vanno ad inserire nelle cartelle descritte al precedente paragrafo: infatti, se uno o più file mancano di estensione .tfw all'interno della quale sono specificate le coordinate di riferimento (o semplicemente non coincidono i nomi tra file .tif e .tfw), il software non sarà in grado di processare l'apertura.

L'impostazione del modello prevede lo svolgimento di quattro passaggi: definizione del nome del file finale di input (*Figura 2.3 Step 1*), che non deve contenere spazi vuoti nel testo, la selezione del DTM di base (*Figura 2.3 Step 2*), le cui coordinate di riferimento verranno automaticamente lette e impostate in RAMMS (*Figura 2.4 Step 3*), ed infine un recap finale prima di passare all'effettiva creazione del nuovo progetto (*Figura 2.4 Step 4*).

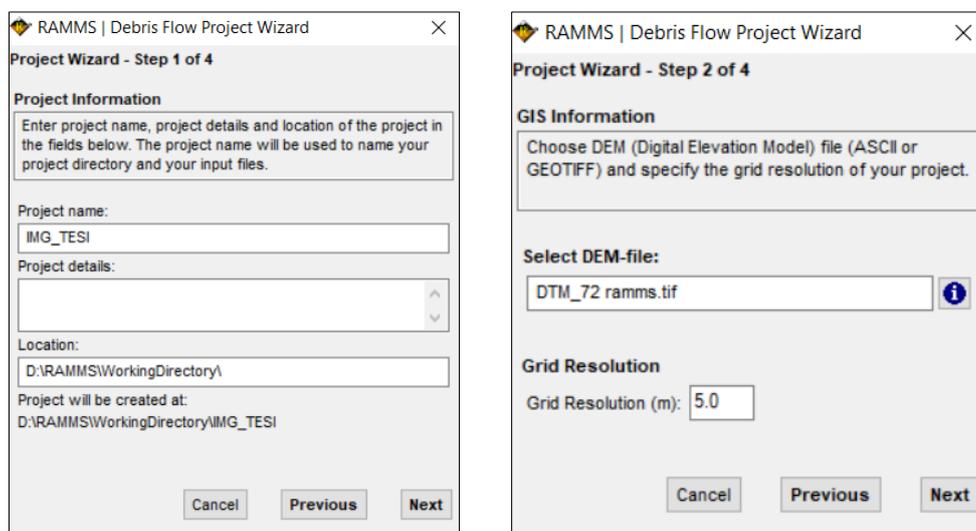


Figura 2.3 Step 1 e 2 per la creazione di un nuovo progetto

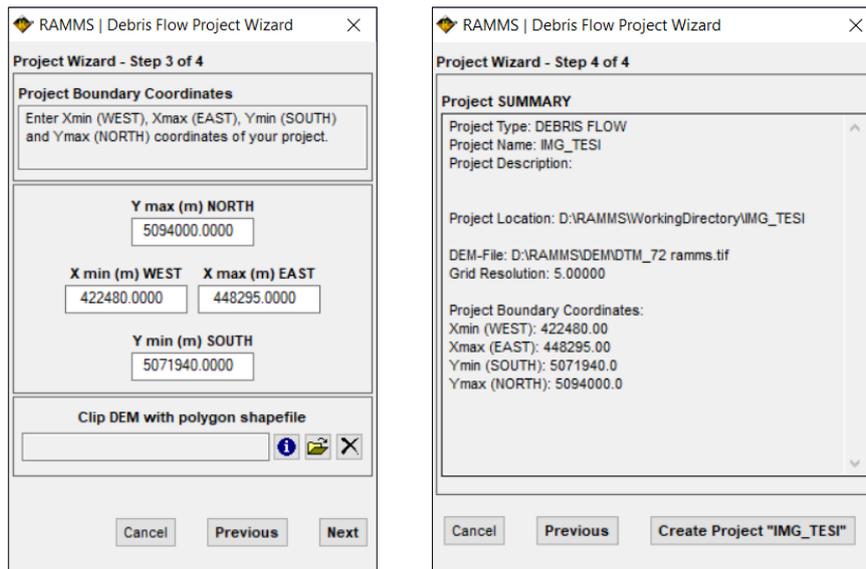


Figura 2.4 Step 3 e 4 per la creazione di un nuovo progetto

Inserita con successo la base topografica, il software rileva automaticamente la presenza di immagini georeferenziate nelle cartelle inizialmente create (Figura 2.5), per cui apre una finestra di dialogo dalla quale si può andare a selezionare l'immagine che si vuole sovrapporre alla topografia.

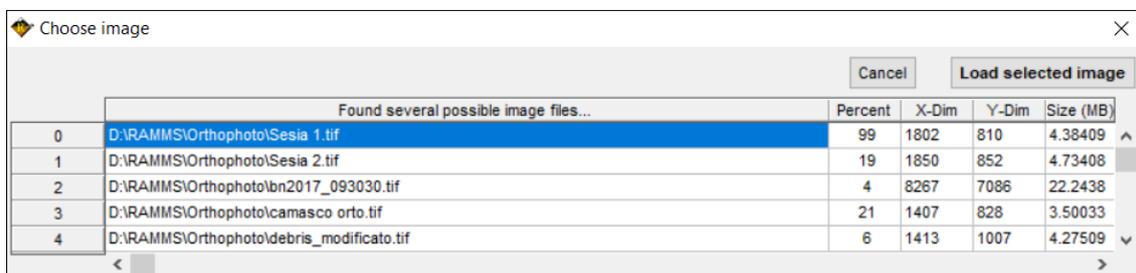


Figura 2.5 Finestra di dialogo per selezione immagine

Quando il modello è stato creato, si può iniziare a lavorare con esso andando ad aggiungere dei riferimenti. Dato che si sta lavorando con il modulo che permette la simulazione del cinematismo di *colate detritiche*, è fondamentale andare ad individuare la zona da cui il fenomeno si è innescato. Questa individuazione può avvenire sia direttamente all'interno del software RAMMS oppure, per un lavoro più accurato, si può tracciare l'area in QGIS e poi esportare lo shapefile relativo, da inserire in RAMMS.

Una volta definita la **zona di rilascio**, bisogna effettuare un'analisi sulle condizioni in cui il distacco è avvenuto. È possibile, infatti, suddividere in due tipologie:

- *Block release*, rilascio come se fosse un'unica massa;
- *Input Hydrograph*, impostando un idrogramma di base.

La condizione di rilascio può essere selezionata in base al tipo di colata detritica che si vuole andare a simulare. Solitamente si effettua una distinzione tra colate *canalizzate* e *non canalizzate*, dove per le prime generalmente è più appropriato utilizzare un **idrogramma** di base poichè si intende un flusso che va a svilupparsi all'interno dell'alveo di un torrente dove gli argini delimitano il percorso; mentre per le seconde, è preferibile designare l'area di rilascio come un **block release** ed intendere una colata per scivolamento o frana superficiale.

Definita l'area di rilascio e prima di poter andare ad eseguire una simulazione, bisogna specificare il **dominio** all'interno del quale effettuare l'analisi: il software, infatti, non è in grado di effettuare simulazioni per aree troppo vaste anzi, è preferibile piuttosto specificare una zona limitata in modo tale da ridurre il numero di celle computazionali coinvolte nel calcolo.

## 2.2 Eseguire una simulazione

Per andare ad eseguire una simulazione in RAMMS per uno specifico scenario o dopo aver creato un nuovo progetto, è necessario avere a disposizione dati relativi alla tipologia di distacco che si vuole andare a modellare, informazioni sull'eventuale area di erosione coinvolta nel fenomeno, conoscere l'estensione del dominio di calcolo ed infine avere un input sui parametri reologici da utilizzare per rappresentare la propagazione del cinematismo.

### 2.2.1 Definizione dell'area di rilascio

Come visto in precedenza è fondamentale andare a definire un'area di rilascio per poter iniziare a modellare il fenomeno di colata detritica mediante l'utilizzo di un poligono, che può essere direttamente creato in RAMMS oppure importato come shapefile. A questo poligono devono essere associate delle informazioni che sono diverse in base alla tipologia di innesco che si vuole simulare: si distingue infatti la modalità di *block release* oppure *input hydrograph*.

Una breve spiegazione e distinzione su queste tipologie di meccanismi è stata vista già precedentemente: si utilizza l'ipotesi di rilascio in un'unica massa per colate detritiche non canalizzate, mentre si ipotizza di avere un idrogramma di base per flussi canalizzati in alveo che permette di considerare che la massa coinvolta non si mobilita interamente in un unico momento ma aumenta progressivamente in un lasso di tempo iniziale, fino a raggiungere il picco.

Per effettuare una simulazione che abbia come input l'ipotesi di **block release**, bisogna andare a selezionare l'area che si vuole impostare come zona di innesco e ad essa si va ad associare

l'informazione relativa alla **profondità di rilascio,  $d_0$**  [m] coinvolta nel fenomeno (Figura 2.6). Inserendo questo dato, il software effettua automaticamente una stima del volume rilasciato e va a misurare, dal DTM di base, la pendenza e l'altitudine media dell'area in esame.

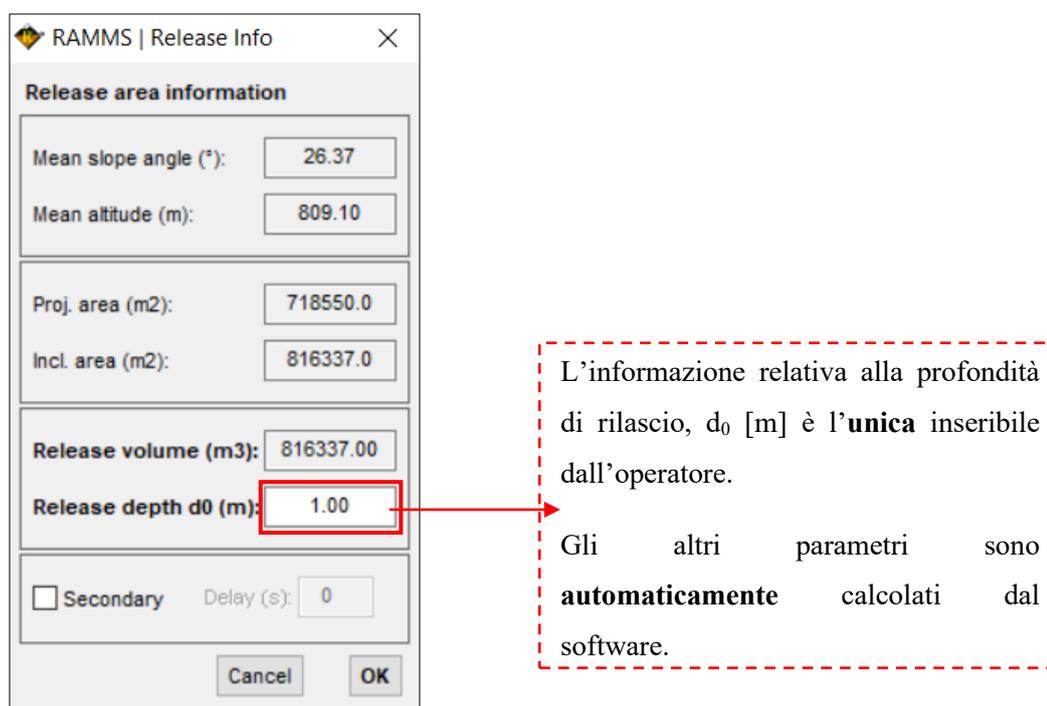


Figura 2.6 Informazione relativa all'area di rilascio

Quando poi si va ad avviare la simulazione, il volume calcolato dal programma viene rilasciato come se fosse un'unica massa in movimento che si va a depositare lungo il percorso seguito.

Nel caso di **colata detritica canalizzata** invece, è preferibile andare ad inserire un idrogramma di input che tenga conto del fatto che la massa non si distacca come un unico corpo ma, durante il lasso di tempo iniziale si verifica un aumento continuo della portata coinvolta fino al raggiungimento del valore massimo. Quando si parla di idrogramma si intende una rappresentazione grafica dell'andamento di portata [ $Q$  in  $m^3/s$ ] nel tempo [ $t$  in s] e per realizzare questo diagramma in maniera precisa, è necessario conoscere il valore della portata passante in un determinato punto e in un determinato momento. Per essere in possesso di questi valori bisognerebbe aver installato preventivamente delle stazioni di monitoraggio lungo il percorso seguito dal debris ma, nel caso di fenomeni già avvenuti e quindi di modellazione per la ricostruzione di essi in back analysis, si può andare ad utilizzare un approccio differente basato su relazioni empiriche che mettono in correlazione il volume totale distaccato con la portata massima coinvolta nel flusso.

Queste relazioni, che sono anche alla base del software, vengono ricavate dalla teoria di Rickenmann (Rickenmann, 1999) dove egli spiega che "per eseguire una valutazione dei pericoli su un conoide ed eventualmente progettare delle misure di protezione contro le colate detritiche,

è necessario stimare importanti parametri come il volume potenziale coinvolto, la velocità media del flusso, la portata di picco e la distanza di propagazione”.

Rickenmann esegue i suoi studi basandosi su una moltitudine di casi verificatisi in Svizzera, per l'esattezza 106, e mediante la loro analisi riesce a stabilire delle correlazioni empiriche utili per il calcolo teorico di portata di picco, velocità media e distanza di propagazione. Alla base di questa teoria c'è la conoscenza del valore di volume inizialmente coinvolto (indicato con  $M$  nella relazione) nel fenomeno, che può essere stimato mediante rilevazioni e misurazioni effettuate in situ, per poi procedere con il calcolo della *portata di picco* utilizzando la relazione (2.1):

$$Q_p = 0.1 M^{5/6} = 0.1M^{0.833} \quad (2.1)$$

Ovviamente esistono molteplici teorie che forniscono relazioni empiriche per la stima dei parametri necessari alla modellazione, diverse in base anche alla tipologia di fenomeno coinvolto (ad esempio flussi fangosi o granulari). La teoria di Rickenmann è ritenuta, dai produttori di RAMMS, la più valida e imposta di default per la stima dell'idrogramma di base poiché, come detto in precedenza, teorizzata mediante lo studio di casi realmente avvenuti in Svizzera (luogo di produzione del software) e dunque le variabili geomorfologiche e relative alla tipologia di terreno sono già tenute in conto: si potrebbe incorrere nel possibilità di commettere degli errori di stima se si andassero ad utilizzare altre teorie sviluppate in luoghi diversi (ad esempio la teoria di Corominas, 1996 sviluppata in Spagna o quella di Myzuyama, 1992 sviluppata in Giappone).

Utilizzando questa teoria, si può andare ad associare alla zona di rilascio, l'idrogramma semplificato a tre punti che rappresenta, con i dati a disposizione, l'andamento del flusso (*Figura 2.7*): si inseriscono come dati di input il volume inizialmente coinvolto, il valore della velocità iniziale stimato ed un tempo  $t_1$ , al quale associare la portata massima. Il programma va a calcolare automaticamente il valore di portata di picco e il tempo finale  $t_2$ .

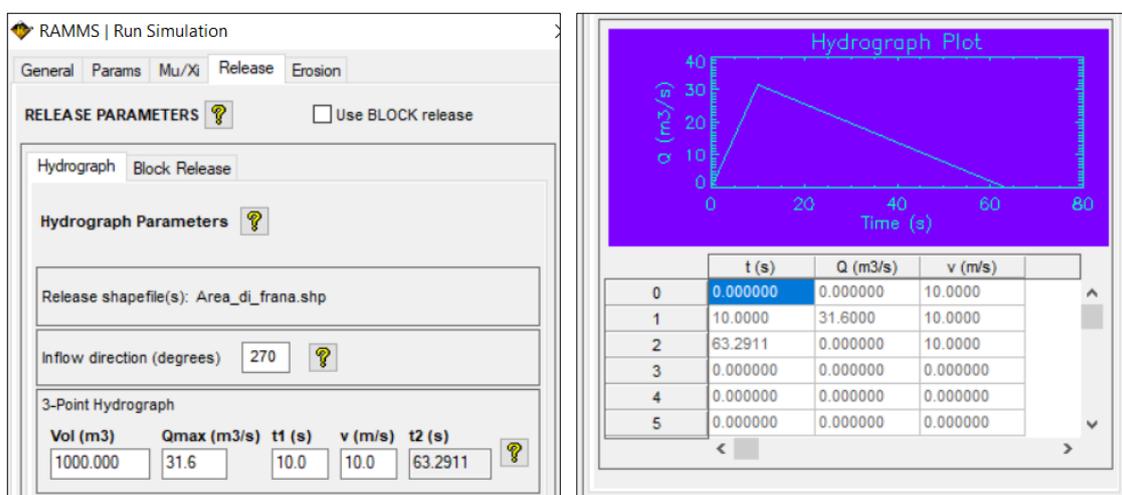


Figura 2.7 Idrogramma a 3 punti con valori input

Se non si vuole utilizzare la teoria di Rickenmann poiché si hanno a disposizione dati certi derivanti dal monitoraggio, è possibile andare a realizzare un idrogramma all'interno di RAMMS che consente di inserire fino a dieci punti ai quali associare valori di tempo, portata e velocità.

Una cosa importante in merito all'idrogramma deve essere specificata ed ovvero che esso **non** si riferisce, come si potrebbe pensare, alla quantità di pioggia caduta sul bacino di riferimento e che ha causato l'insacco del fenomeno di colata detritica, ma esso è relativo al flusso coinvolto nel debris flow, quindi le portate che sono state mobilitate, durante la fase di propagazione lungo il versante o in alveo.

In qualsiasi caso, un altro parametro che deve essere inserito come input dall'operatore è relativo alla direzione di deflusso (*Figura 2.8*), che è descritta come l'angolo misurato in direzione antioraria che si determina tra l'asse delle ascisse e il dato topografico.

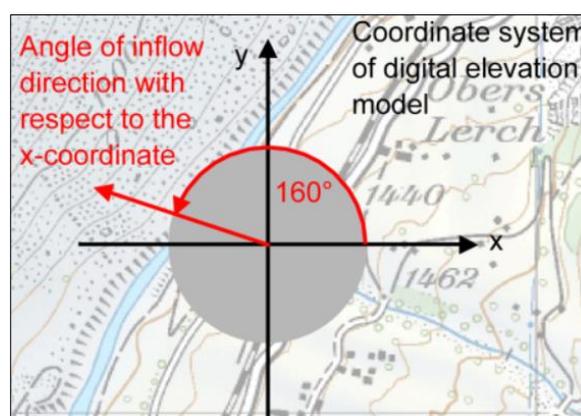


Figura 2.8 Definizione angolo di deflusso

### 2.2.2 Leggi reologiche

Quando ci si trova ad analizzare un fenomeno di propagazione, come nel caso della modellazione in RAMMS delle colate detritiche, bisogna andare a definire quelle che sono le leggi costitutive riferite ai processi dinamici: si parla allora di leggi reologiche. Queste leggi vanno a tenere in considerazione la dissipazione di energia che c'è tra il flusso in movimento e la topografia sulla quale il cinematisimo si svolge, ma anche la parte di dissipazione legata all'impatto tra le particelle che costituiscono la massa. Ciò che si vuole definire è dunque il *criterio di resistenza al taglio*  $\tau$ , che può assumere diversi tipi di formulazione in base al tipo di comportamento che si ipotizza per la massa in movimento e che permette di stimare la zona di runout (propagazione e deposito) coinvolta dal fenomeno.

Il software RAMMS utilizza il *modello di Voellmy* come base reologica per la modellazione che considera la massa come se fosse un fluido in movimento. Questo approccio divide l'attrito in due tipologie:

- *attrito di Coulomb*,  $\mu$ , relativo alla parte solida della massa in movimento;
- *attrito turbolento*,  $\xi$ , che tiene in considerazione il comportamento viscoso-turbolento della parte fluida del flusso.

La formulazione del criterio di resistenza (2.2) risulta essere:

$$\tau = \rho g \left( h \cos\theta \tan\varphi_a + \frac{v^2}{\xi} \right) \quad (2.2)$$

dove  $\rho$  è la densità del materiale coinvolto,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $\theta$  è l'angolo di inclinazione del versante,  $h$  è l'altezza del flusso ed infine, il coefficiente d'attrito di Coulomb  $\mu = \tan\varphi_a$  dove  $\varphi_a$  non è l'angolo d'attrito relativo ad una specifica componente del flusso reale ma è un valore medio riferito al comportamento dell'intera massa. Il secondo addendo è dato dal rapporto tra la velocità  $v$  al quadrato del flusso e il coefficiente di attrito turbolento  $\xi$ .

La definizione di questi parametri non può che avvenire effettuando una calibrazione, quindi procedendo per successive approssimazioni. Essendo che, la struttura delle colate detritiche è estremamente variegata (ovvero può essere composta da acqua, materiali grossolani e materiali fini), la scelta dei parametri attritivi non può essere fatta a priori. RAMMS utilizza un modello monofase in cui il materiale eterogeneo è rappresentato da un solo mezzo continuo, quindi come un'unica massa in movimento dove non è possibile distinguere tra fase fluida e solida.

Svolgendo una back analysis, per trovare i parametri che meglio rappresentano il comportamento di un fenomeno, bisogna procedere per tentativi. Si parte da dei valori medi definiti sulla base di studi svolti su eventi già avvenuti (B.Salm, 1993):

- *definire*  $\mu$  che, ad una prima approssimazione, può essere assunto come  $\tan(\alpha)$  dove  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione del versante.  
I valori di  $\mu$  variano solitamente nell'intervallo compreso tra **0.05 e 0.4**.
- *definire*  $\xi$  che è un parametro molto più sensibile da calibrare poiché rappresenta il comportamento turbolento del flusso.  
Si hanno solitamente valori compresi tra 100-200  $m/s^2$  per **flussi granulari**, mentre per **flussi fangosi** valori che ricadono nell'intervallo 200-1000  $m/s^2$ .

Si inizia con dei valori di tentativo intermedi (*Tabella 2.1*), che poi possono essere fatti variare (uno alla volta) in base ai risultati che si vogliono ottenere, in termini di altezze e velocità del flusso. L'attrito di Coulomb  $\mu$ , varia con step di  $\pm 0,05$  mentre il fattore  $\xi$  varia ad intervalli di  $\pm 50 m/s^2$ .

Inizialmente si possono assumere dei dati di input per flussi la cui tipologia non è nota:

Fase	Attrito	Simbolo	u.d.m.	Valore
Fase solida	Coulomb	$\mu$	[-]	0,20
Fase fluida	Turbolento	$\xi$	[m/s <sup>2</sup> ]	200

*Tabella 2.1 Valori input coefficienti d'attrito*

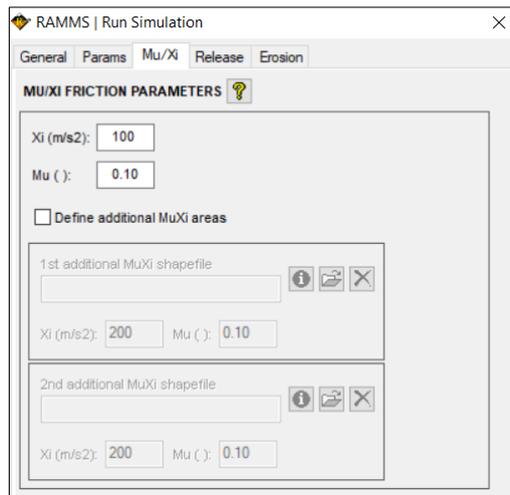


Figura 2.9 Sezione dedicata ai parametri d'attrito

È possibile, se presenti e se ne si è a conoscenza, inserire altre aree all'interno del modello alle quali associare dei coefficienti d'attrito diversi, e quindi andare a individuare flussi contemporanei o meno per i quali sussistono coefficienti differenti (Figura 2.9).

### 2.2.3 Parametri erosivi

È possibile includere nel modello di simulazione un parametro che tenga conto della profondità di erosione che si verifica lungo il percorso seguito dal flusso: infatti, all'interno del software c'è una sezione dedicata all'inserimento di questi fattori che permettono di stimare l'aumento di volume della colata durante la fase di propagazione.

Per erosione si intende la diminuzione netta di altitudine che subisce l'alveo di un canale a causa del trascinamento di sedimenti generato dal passaggio del debris flow. All'interno del programma RAMMS è stata inserita una sezione relativa a questo fenomeno sulla base di osservazioni in campo e monitoraggio effettuati sul debris flow di Illgraben (Svizzera, 2014): si è potuto infatti notare che la *profondità di erosione* aumenta proporzionalmente con la forza posseduta dal flusso (ad esempio con lo sforzo di taglio  $\tau$  alla base) e che la *velocità* con cui l'erosione avviene può essere relativamente rapida (Berger 2. , 2011). È stato inoltre osservato che colate detritiche di modeste dimensioni, non sempre sono in grado di erodere il canale; perciò, è possibile definire, all'interno del programma, un valore di sforzo di taglio critico ( $\tau_c$ ) che permette l'erosione solo nelle celle computazionali in cui il valore dello sforzo ( $\tau$ ) supera quello critico.

Indicando con il fattore  $e_m$  il valore di *profondità massima potenziale di erosione*, si ha dunque (2.3) e (2.4):

$$e_m = 0 \quad \text{per } \tau < \tau_c \quad (2.3) \quad e_m = \frac{dz}{d\tau}(\tau - \tau_c) \quad \text{per } \tau \geq \tau_c \quad (2.4)$$

La *velocità di erosione verticale*  $\frac{dz}{dt}$  (2.5) è determinata come funzione lineare dello *sforzo di taglio*  $\tau$  dalla *potenziale profondità* di erosione.

Una stima della velocità di erosione possibile è stata svolta (Berger 2. , 2011) sulla base dei monitoraggi effettuati ad Illgraben utilizzando dei sensori di erosione, appositamente costruiti ed installati nel canale: questo valore di velocità riscontrato è di 0,025 m/s. Il sedimento viene trascinato fino a raggiungere la profondità di erosione  $e_m$ ;

$$\frac{dz}{dt} = 0,025 \text{ per } e_t \leq e_m \quad (2.5)$$

$e_t$  la profondità di erosione (relativa all'inizio della simulazione) al tempo  $t$  per  $z$ , coordinata verticale.

È importante sottolineare, nel caso di inserimento di erosione nel modello, che durante la simulazione l'elevazione del canale non cambia quindi, quando si definisce l'area interessata e si procede con l'attribuzione di un parametro di profondità erosa elevato, bisogna tenere conto di questa invariabilità.

Nel progetto di simulazione possono essere inserite una o più aree alle quali attribuire parametri erosivi differenti. Nello specifico, i fattori a cui bisogna attribuire un valore sono (*Figura 2.10*):

- *densità di erosione*, riferita alla densità del materiale coinvolto nel meccanismo di trascinamento [misurata in  $kg/m^3$  e si assume pari a quella utilizzata per il materiale inizialmente coinvolto, a meno di maggiori informazioni più dettagliate];
- *velocità di erosione*, indica la velocità con cui la colata detritica trascina ed erode il materiale [si assume pari a 0,025 m/s per sedimenti definiti 'normali' ma si possono avere valori differenti per sedimenti sciolti, 0,050 m/s, o sedimenti addensati, 0.013 m/s];
- *potenziale profondità di erosione*, è il parametro che va a influenzare il massimo valore di profondità erosa,  $e_m$ , come funzione del valore dello sforzo di taglio calcolato in ogni cella computazionale [si misura in  $kPa$  ed è assunto di default un valore medio pari a 0,100 che può essere variato a 0,200, per erosioni più profonde, o a 0,050 per erosioni più superficiali];
- *sforzo di taglio critico*, è il valore limite oltre il quale inizia a verificarsi l'erosione [misurato in  $kPa$ , è assunto di default pari a 1,00 per valori medi ma può essere diminuito a 0,500 per valori di sforzo basso oppure aumentato a 1,500 per valori alti];
- *profondità massima di erosione*, questo è il valore che può essere arbitrariamente inserito considerando lo spessore massimo erodibile nel canale [è misurato in  $m$ ].

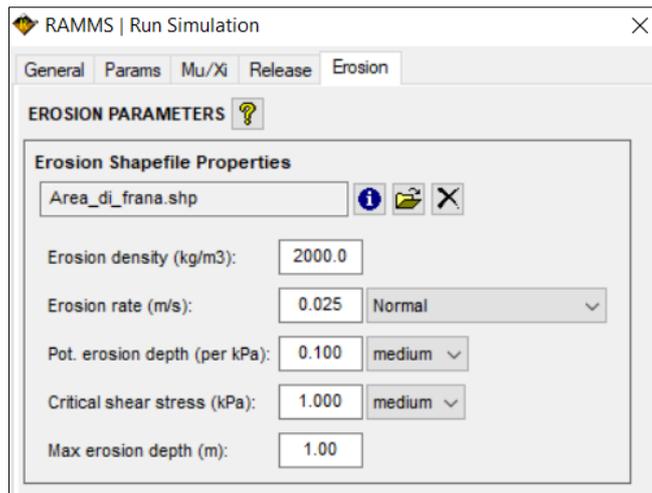


Figura 2.10 Sezione dedicata ai parametri erosivi

Tutti i valori di default sono ricavati secondo la teoria di F. Frank (Frank, 2015).

### 2.2.4 Dominio di calcolo

L'ultimo passaggio prima di poter procedere con le simulazioni è la definizione del dominio di calcolo.

Come nel caso dell'area di rilascio, anche qui la zona è identificabile direttamente in RAMMS oppure è possibile caricare uno shapefile, contenente il poligono all'interno del quale si vuole far ricadere il calcolo. Per semplificare l'operazione è strettamente raccomandato di non individuare aree troppo vaste e che contengano un gran numero di celle computazionali, ma si tende piuttosto a cercare di ridurre la dimensione per far sì che il software possa restituire risultati più affidabili e nel minor tempo possibile.

Si prediligono, dunque, domini che siano in grado di contenere tutta la zona di propagazione prevista del fenomeno ma riducendo il più possibile le aree superflue.



Nella Figura 2.11 si hanno:

- *area campita in rosso*: zona di distacco
- *poligono verde*: dominio di calcolo

Figura 2.11 Area di rilascio e dominio

## 2.3 Risultati

Una volta che la simulazione è terminata essa viene automaticamente aperta nel software. C'è la possibilità di svolgere simulazioni in background, per permettere all'operatore di poter continuare ad usare il programma e, in questo caso, l'output della simulazione si troverà nella cartella di *working directory* e dovrà essere caricato manualmente in RAMMS.

All'apertura del file una finestra di dialogo potrebbe comparire per avvertire che il movimento del flusso non si è arrestato all'interno del dominio inizialmente considerato, per questo bisognerà ripetere la simulazione con un'area di dominio più vasta.

Quando l'output viene correttamente caricato, è possibile aprire la finestra contenente i risultati della simulazione; all'interno di essa, l'informazione più importante e la prima alla quale si deve prestare attenzione, riguarda il motivo per cui la simulazione si è interrotta. Questi possono essere due:

- *low flux*, la simulazione si arresta per quantità di flusso in movimento bassa;
- *time end condition*, la simulazione si ferma per insufficienza di tempo, prima che la colata detritica raggiunga il criterio di arresto definito.

È importante che il modello in esame si arresti per insufficienza di flusso in movimento; in caso contrario bisogna estendere il tempo di simulazione finché non si raggiunge il meccanismo preimpostato.

Il criterio di arresto in RAMMS è basato sul **momento** (2.6): stando alla meccanica classica il momento (quantità di moto) è il prodotto della massa per la velocità:

$$p = mv \quad \left[ \text{in } \frac{\text{kgm}}{\text{s}} \text{ oppure } \text{Ns} \right] \quad (2.6)$$

Si intendono come ragionevoli per l'arresto valori di soglia compresi tra 1-10% del momento massimo raggiunto dal flusso, ma ovviamente ogni caso è a sé stante, per cui bisogna prestare estrema attenzione. L'arresto del flusso dipende infatti, non solo dal valore del volume totale, ma anche dal terreno e dai valori di attrito che vengono considerati; per cui è preferibile eseguire simulazioni con un valore di soglia basso, intorno all'1%, e controllare i risultati ottenuti con attenzione particolare alle masse in movimento (RAMMS\_Manual, 2007).

```
Simulazione_prova | Standard Output Log File
File
-----
RAMMS::DEBRIS FLOW RAMMS OUTPUT LOGFILE

Output filename: D:\RAMMSWorkingDirectory\camasco\Simulazione_prova.out.gz

Simulation stopped due to LOW FLUX!

Simulation stopped after 125.000s
Calculation time (min.): 0.00

Simulation resolution (m): 5.00

SIMULATION RESULTS

Number of cells: 82239
Number of nodes: 83187

Calculated Release Volume (m3): 105069.

Overall MAX velocity (m/s): 17.9425
Overall MAX flowheight (m): 15.8305
Overall MAX pressure (kPa): 643.867
```

*Figura 2.12 Informazioni di output*

Nella finestra di output (*Figura 2.12*) sono inoltre inseriti anche i dati input utilizzati per la simulazione che sono dunque controllabili anche senza ricaricare in RAMMS il file di input.

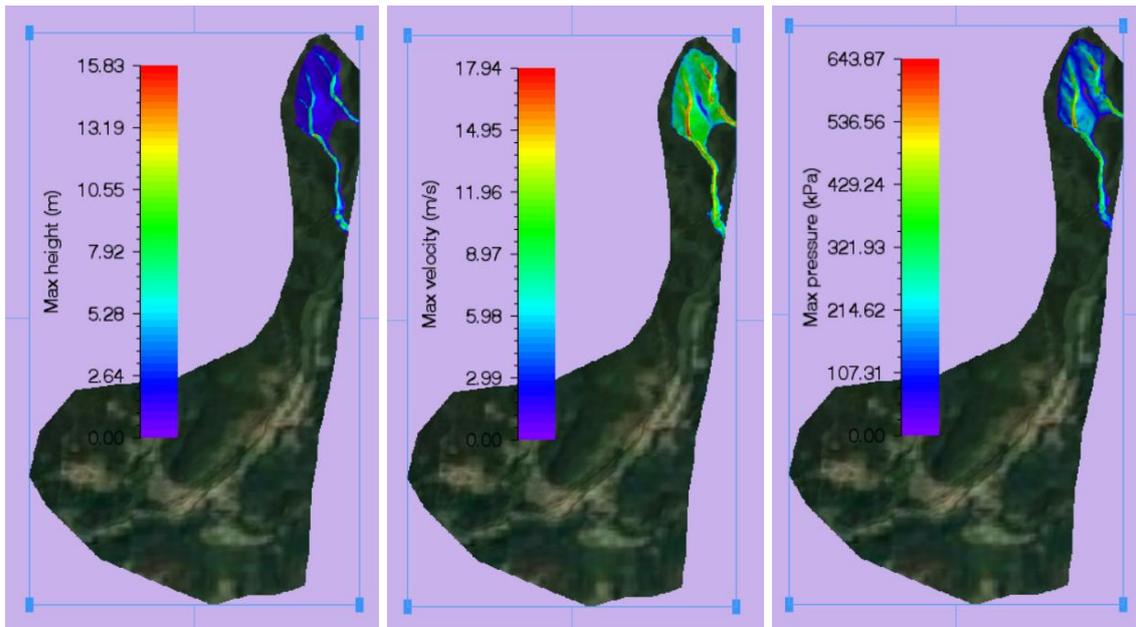
### **2.3.1 Analisi dei risultati**

Il programma restituisce come risultati dell'analisi valori relativi a:

- Altezza del flusso e distribuzione delle altezze massime
- Velocità del flusso e distribuzione delle massime velocità
- Pressione del flusso e distribuzione delle pressioni massime
- Momento del flusso
- Erosione

tutti visualizzabili nella topografia ed in particolare i valori di massima altezza, velocità e pressione conferiscono la possibilità di avere una buona panoramica sulla dimensione della colata detritica.

I risultati visualizzati vengono corredati da una legenda sulla quale è possibile individuare e leggere i valori in maniera immediata (*Figura 2.13*).



*Figura 2.13 Valori output di massima altezza, velocità e pressione*

Leggendo i valori ottenuti dalla simulazione ed essendo in possesso di dati reali relativi alle effettive misure raggiunte dal flusso di colata detritica, è possibile confrontare e capire dove andare ad intervenire per calibrare il modello e ricostruire l'evento nella maniera più calzante possibile.

### ***2.3.2 Sezioni d'interesse***

Una volta terminata la simulazione e analizzati i valori risultanti, è possibile ricavare dei profili d'interesse in zone specifiche (*Figura 2.14*), in modo da poter effettuare un confronto più immediato con i valori che si hanno a disposizione in determinati punti di controllo.

Si procede semplicemente disegnando un profilo direttamente attraverso l'interfaccia del software, che può essere perpendicolare o trasversale alla linea seguita dal flusso, e successivamente si ricava direttamente il grafico relativo al parametro attivo.

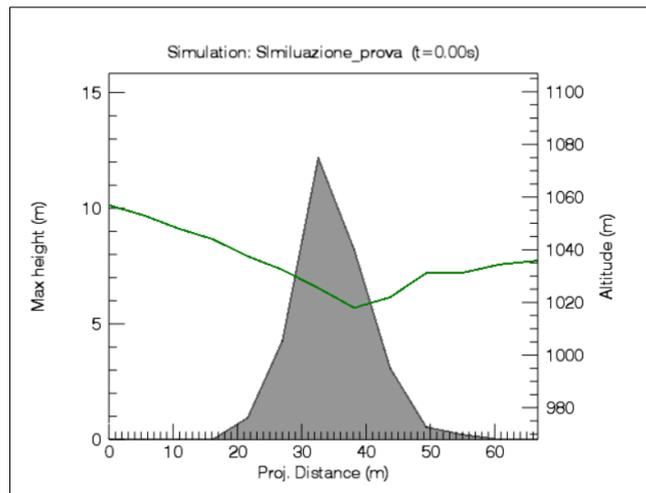


Figura 2.14 Profilo d'interesse

All'interno del grafico è possibile leggere:

- *Campito in grigio*, il parametro attivo con relativa scala a sinistra;
- *Linea verde*, altitudine del versante e relativa scala a destra;
- *Scala in basso*, relativa alla dimensione del profilo disegnato.

Cambiando il parametro attivo il grafico viene automaticamente aggiornato. È possibile anche avviare la simulazione e osservare la variazione del fattore in funzione del tempo.

Tutti i profili disegnati possono essere salvati come shapefile in modo tale da conservare la posizione se ritenuta di interesse rilevante.

### **3. Caso studio**

Nelle giornate tra il 2 e il 3 ottobre 2020 il Piemonte, ed in particolare le zone del biellese, vercellese e verbanese, sono state colpite da un evento di precipitazioni eccezionali di forte intensità, che si sono concentrate nell'arco di 24-48 ore. Queste intense piogge hanno causato, sui corsi d'acqua principali e sui reticoli secondari della regione, onde di piena che hanno raggiunto livelli mai registrati: un evento estremo, con tempo di ritorno duecentennale, che ha comportato un'importante attività torrentizia ed ha visto trascinate negli alvei, ingenti quantità di materiale ligneo e detritico che ne hanno ostruito il deflusso. L'evento di piena, in particolare per il fiume e bacino del Sesia, ha avuto un carattere talmente eccezionale da comportare esondazioni, erosioni e danni diffusi.

Questo elaborato si concentra sulla ricostruzione dell'evento avvenuto a Camasco, frazione di Varallo (VC), Valsesia, che rientra tra le zone maggiormente colpite dalle conseguenze dell'alluvione. Si va a ricreare in particolare un fenomeno di colata detritica che si è innescato dall'Alpe del Ranghetto e, incanalatasi nel Rio Pianale, ha avuto effetti devastanti sul centro abitato, causando il crollo di tre ponti e lasciando il paese senza acqua e corrente per giorni.

#### **3.1. Inquadramento geografico**

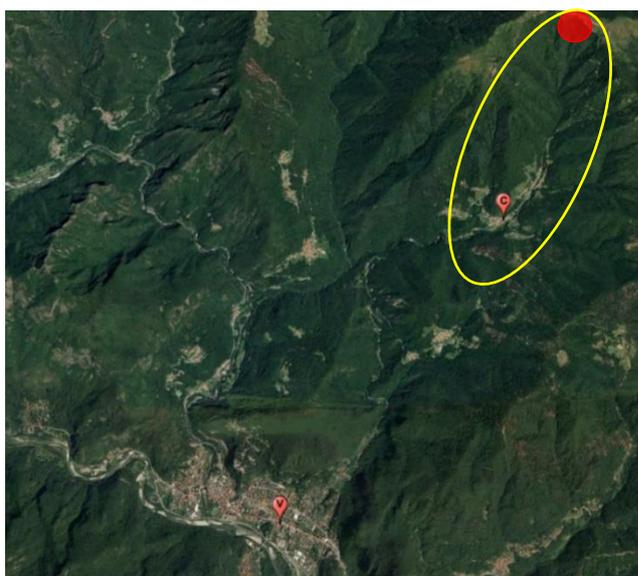
L'area oggetto di studio (*Figura 3.1*) è situata in provincia di Vercelli, Piemonte nord-orientale, in alta Valsesia, all'interno del territorio comunale di Varallo, più precisamente nella frazione di Camasco. Questa zona è ubicata alle pendici dell'Alpe del Ranghetto ad un'altitudine di circa 760 m s.l.m.

Con il termine Valsesia si indica tutto il bacino montano del fiume Sesia, che si estende per 65 km lineari a partire dal Monte Rosa, dove si ha un'altitudine di 4634 metri, fino alla zona più a sud di Romagnano Sesia e Gattinara, raggiungendo altezze minime di 263 metri. Il territorio della Valsesia, solcato dall'asta principale del fiume omonimo, è costellato di torrenti tributari che vanno a confluire nel suo letto, ed in particolare nella zona di Camasco si identificano il Rio Pianale e il Torrente Nono (ArpaPiemonte, 2020).



Figura 3.1 Territori della Valsesia (dal sito [www.terredelsesia.it](http://www.terredelsesia.it))

In questa tesi si va ad indagare il fenomeno di colata detritica che si è innescato nella notte tra il 2-3 ottobre 2020, che ha visto protagonista il distaccamento di una massa di oltre 5000 m<sup>3</sup> dal fronte dell'Alpe Ranghetto (Figura 3.2). Tale massa è composta principalmente da sedimento in roccia metamorfica prevalentemente affiorante ma ha coinvolto depositi di fondovalle lungo il percorso di propagazione (G.Cavagnino, 2016).



Legenda:

- Zona d'innescio del fenomeno
- Zona di propagazione del fenomeno
- C Territorio di Camasco
- V Territorio di Varallo

Figura 3.2 Inquadramento territoriale Camasco con indicazione dell'area interessata dal fenomeno del 2-3 ottobre 2020

### 3.2. Descrizione dell'evento e danni

L'evento di piena che ha coinvolto il fiume Sesia, e la zona del suo bacino, è stato sicuramente di carattere eccezionale. Nelle aree maggiormente coinvolte, i tempi di ritorno superano i 200 anni, e sono registrati valori di precipitazione molto superiori rispetto a quelli registrati durante gli eventi alluvionali del passato. In particolare, con riferimento agli eventi del 1994, 2000 e del 2016, sicuramente quello del 2020 risulta essere il più intenso in assoluto (*Tabella 3.1*).

Bacino	Precipitazione massima per diverse durate [mm]							
	12 ore				24 ore			
	1994	2000	2016	2020	1994	2000	2016	2020
Cervo	88,9	72	58,9	<b>190,9</b>	143,8	124,6	94,5	<b>238</b>
Sesia	69,7	114,3	61,4	<b>211,2</b>	118,2	180,1	112,2	<b>294,3</b>
Stura di Demonte	66,4	65,7	51,4	<b>108</b>	91,3	100,3	101,9	<b>140,9</b>
Tanaro	69,9	56,3	64,6	<b>85,4</b>	121,9	87,2	116,4	<b>122,5</b>
Toce	59,3	112,2	38,4	<b>204,6</b>	99,5	182	74,4	<b>296,4</b>
Ticino svizzero	74,9	43,5	38,3	<b>121,1</b>	121,1	73,8	71,3	<b>192,6</b>

*Tabella 3.1 Valori massimi di altezza della pioggia (da: Rapporto dell'evento [www.arpa.piemonte.it](http://www.arpa.piemonte.it))*

Nel territorio della Valsesia non sono nuovi i fenomeni gravitativi anzi molto spesso, nel corso degli anni, la zona è stata interessata da eventi alluvionali che hanno causato l'innescarsi di collassi o crolli anche di grandi porzioni di versante. L'avvenimento più paragonabile a quello dello scorso ottobre 2020 è sicuramente quello del novembre 1968, anno in cui fu registrato un evento simile che provocò disastri in diverse zone della valle anche se in termini di danni provocati, quello del 2020 potrebbe risultare di minore gravosità in alcune zone localizzate, grazie alla presenza di opere di difesa realizzate dopo il '68. Il recente evento però, supera di gran lunga quelli del passato, per magnitudo, intensità e quantità di piogge cadute nelle sole 24 ore.

Gli effetti principali dell'ingente quantità di pioggia caduta tra la notte di venerdì 2 e sabato 3 ottobre, si sono manifestati sottoforma di colate detritiche ed eventi di piena con trasporto di fondo su tutti i torrenti del reticolo tributario. Si può evidenziare, infatti, l'evento di piena che ha interessato il Torrente Nono e il Rio Pianale provocando, su quest'ultimo, il crollo di tre ponti tra Camasco e le frazioni di Corte e Costa (*Figura 3.3. e 3.4*).



Figura 3.3 Asportazione ponti sul Rio Pianale, Camasco (da: Rapporto dell'evento di ArpaPiemonte)



Figura 3.4 Sottoescavazione strada per Camasco da T.Nono (da: Rapporto evento ArpaPiemonte)

Con riferimento alla stazione di monitoraggio di Sambughetto (VB), situata a circa 7 km di distanza lineare da Camasco (VC), sono stati registrati nelle 24 ore, tra le ore 3:00 del 2 e le ore 3:00 del 3 ottobre, circa **610 mm** di pioggia caduti (Tabella 3.2 valori estrapolati dai dati richiesti ad ArpaPiemonte, richiesta n°11469) con una concentrazione dell'onda di piena intorno alle 3:00 del 3 ottobre 2020 (Figura 3.5).



Figura 3.5 Cumulata delle piogge registrata presso la stazione di Sambughetto (ArpaPiemonte, 2020)

Dati orari	Ora (UTC)	Pioggia
Data		Valore [mm]
02/10/2020	03:00	3,2
02/10/2020	06:00	6,6
02/10/2020	09:00	10,0
02/10/2020	12:00	26,6
02/10/2020	15:00	47,2
02/10/2020	18:00	86,6
02/10/2020	21:00	109,6
02/10/2020	00:00	171,2
03/10/2020	03:00	148,6
<b>Passaggio ad onda di piena circa ore 03:00</b>		<b>609,6</b>

*Tabella 3.2 Tabella dati pioggia (da richiesta n° 11469 ArpaPiemonte) registrati nella stazione di Sambughetto nelle 24 ore dalle 3:00 del 2/10 alle 3:00 del 3/10*

Quello che si è andato ad innescare è un fenomeno che ha messo in movimento delle bancate di terra sciolta, di origine fluvio-glaciale con coinvolgimento di materiali detritici presenti in loco dovuti all'alterazione del terreno, che si sono poi convogliate nell'alveo del fiume generando un effetto devastante (*Figura 3.6*): la violenza e il carattere impulsivo della piena hanno comportato la distruzione delle opere antropiche in maniera istantanea non causando, fortunatamente, delle vittime umane.



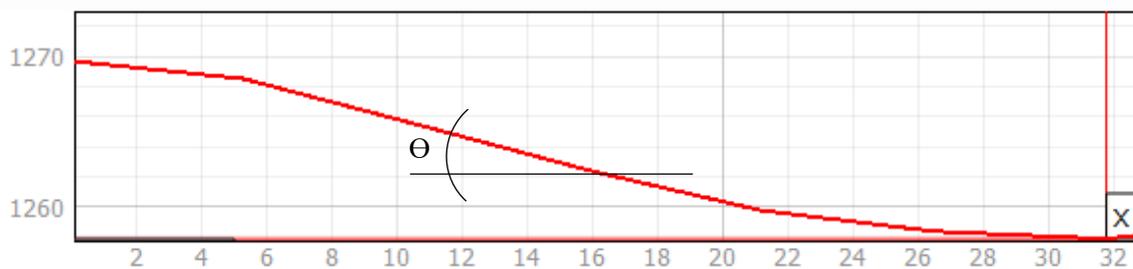
*Figura 3.6 Camasco nei giorni immediatamente successivi all'alluvione (da [www.notiziaoggi.it](http://www.notiziaoggi.it))*

Tale evento ha rappresentato per la popolazione un forte disagio poiché ha causato l'assenza di acqua e corrente per giorni, nonché l'isolamento di alcune località.

Il fenomeno di colata, si è innescato a partire dall'Alpe del Ranghetto (*Figura 3.7*), dove la pendenza del versante (*Figura 3.8*) era di circa  $\vartheta \approx 25^\circ$  (ricordiamo che per l'innescio di debris flow  $11^\circ < \vartheta < 25^\circ$  (VanDine, 1996)) coinvolgendo il sedimento composto principalmente da roccia metamorfica prevalentemente affiorante.



*Figura 3.7 Individuazione dell'area di innesco (in rosso) dall'Alpe del Ranghetto (in blu parte del confine del bacino idrografico di Camasco)*



*Figura 3.8 Profilo topografico dell'area d'innescio ricavato da QGis per la stima della pendenza*

Lungo l'asse di propagazione (*Figura 3.9*) sono stati coinvolti nel moto, alberi e detriti presenti nell'alveo all'interno del quale la colata detritica si è incanalata.



*Figura 3.9 Individuazione dell'asse di propagazione del fenomeno (in giallo)*

Le masse mobilitate dal flusso sono state indigenti, infatti hanno provocato il crollo di tre ponti presenti sul Rio Pianale che attraversa il piccolo centro di Camasco, che ad oggi conta poche centinaia di abitanti. In merito a queste strutture non si hanno dati certe sulla geometria o i materiali costruttivi. Si può sicuramente assumere che, non essendo essi di recente costruzione ma risalenti a fine anni '70, i materiali con cui erano realizzati potevano non rispondere in maniera ottimale alle caratteristiche meccaniche iniziali, ma avere anzi proprietà meccaniche compresse dallo stato di degrado e alterazione della struttura. Nelle verifiche successive queste strutture verranno ipotizzate come delle semplici travi di sezione rettangolare interamente realizzate in calcestruzzo (Tabella 3.3), non potendo inserire informazioni utili sulla reale geometria e posizione delle armature.

PONTE 1		[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	KN
Altezza	h	2,9	25	8,8	70,4	1760
Lunghezza	l	11				
Larghezza	b	8				
Spessore	s	0,8				
Area laterale						
Peso di volume calcestruzzo						
Volume						
Peso proprio						

PONTE 2		[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	KN
Altezza	h	4,5	25	8	26,25	656,25
Lunghezza	l	10				
Larghezza	b	2,5				
Spessore 1	a	0,8				
Spessore 2	c	1,3				
Area laterale						
Peso di volume calcestruzzo						
Volume						
Peso proprio						

PONTE 3		[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	KN
Altezza	h	3,5	25	11,2	50,4	1260
Lunghezza	l	14				
Larghezza	b	4,5				
Spessore	s	0,8				
Area laterale						
Peso di volume calcestruzzo						
Volume						
Peso proprio						

Tabella 3.3 Caratteristiche geometriche dei ponti asportati dal flusso di colata detritica

### 3.3. Modellazione del fenomeno

Al fine di stimare l'evento di colata detritica in termini di intensità e potenza si è deciso di modellarlo, con l'ausilio del software RAMMS, per poter ricavare i valori di altezza, velocità e pressione massima raggiunta dal flusso. Il lavoro di back analysis svolto sul fenomeno innescatosi la notte dell'alluvione avvenuta tra il 2 e il 3 ottobre 2020, parte dall'utilizzo di dati rilevati in situ e si serve di parametri di controllo basati sull'evidenza dei danni causati.

Per ricavare i dati input da inserire all'interno del programma, si è partiti da un sopralluogo della zona (effettuato dal Dott. Geol. Giovanni Cavagnino che ha collaborato allo sviluppo di questo lavoro di tesi) che ha permesso di effettuare misurazioni sul fronte di innesco con la conseguente stima del valore di massa mobilitata (*Figura 3.10 e 3.11*).



*Figura 3.10 Fronte di innesco visto dall'alto*



Figura 3.11 Misurazione del fronte di frana in situ

È stato ricreato un modello geometrico del versante di colata, in modo da poter stimare il volume di distacco iniziale (dati riportati in *Tabella 3.4*) che si è poi incanalato nell'alveo del Rio Pianale (*Figura 3.12*).

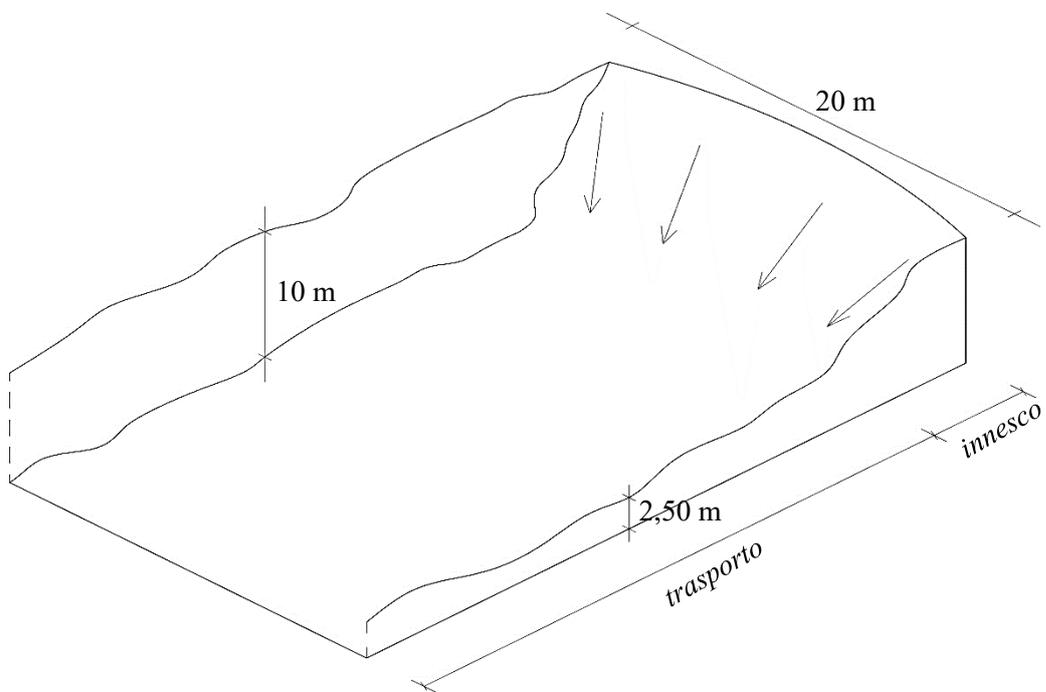


Figura 3.12 Modello semplificato fronte di distacco

	[m]	[°]	rad	[m2]	[m3]
Arco di distacco	20				
Inclinazione distacco		28	0,49		
Profondità erosa destra	10				
Profondità erosa sinistra	2,5				
Lunghezza di trasporto	40				
Lunghezza d'innescò	4,23				
Lunghezza totale	44,23				
Area di calcolo				884,52	
Volume di distacco					5528,3

Tabella 3.4 Dati misurazione fronte di innescò

Il volume totale calcolato, derivante dalle misurazioni, è stato approssimato a  $V = 6000 m^3$  come dato input cautelativo da inserire nel software di simulazione.

Una volta ricavato il valore di volume relativo alla massa mobilitata, si è proceduto con l'impostazione del modello nel software RAMMS.

Innanzitutto, si è inserita come **base topografica** per la simulazione il DTM messo a disposizione dalla Regione Piemonte e scaricabile dal Geoportale ([www.geoportale.piemonte.it](http://www.geoportale.piemonte.it)) alla sezione 'catalogo', in particolare ci si è serviti della "Ripresa Aerea Ice 2009-2011 DTM 5" che copre tutto il territorio regionale, acquisito con metodologia uniforme (LiDAR), avente una griglia con passo di 5 m e una precisione di quota compresa tra lo 0,30 e 0,60 m. Sul sito del Geoportale è possibile selezionare la zona di riferimento ed acquisire i dati per essa disponibili. Una volta ottenuti, è stato effettuato il passaggio attraverso il software QGis per ritagliare l'area d'interesse e ricavare il file in formato .tfw necessario per l'apertura della topografia in RAMMS.

Impostata la base, sempre servendosi di QGis, è stata tracciata l'area interessata dal fenomeno, usufruendo dei dati GPS relativi ai punti misurati durante il sopralluogo; successivamente, è stata esportata come shapefile da importare nel software di simulazione e impostare come **area di rilascio**, posta a base del calcolo. Il passaggio attraverso Gis è risultato indispensabile per avere un'impronta dell'area accurata, a differenza di quanto si potesse avere tracciando il profilo direttamente in RAMMS.

Dalle evidenze, è stato possibile assumere che il fenomeno si sia propagato incanalandosi nell'alveo del torrente. Facendo riferimento alla teoria descritta al *paragrafo 2.2.1*, si è posta, la necessità di modellare l'evento ponendo come base dell'innescò l'**idrogramma** ricavato mediante l'utilizzo della teoria di Rickenmann (non avendo a disposizione dati di monitoraggio in termini di tempi e relative portate riferiti al flusso della colata).

Sono stati imposti dunque, come dati input:

- *Volume iniziale* =  $6000 m^3$

- *Direzione di deflusso* = 260°
- *Tempo iniziale* = 10 s
- *Velocità iniziale* = 10 m/s

Il software ricava automaticamente l'idrogramma a tre punti di base applicando le formule empiriche della teoria. Si ha che:

- *Portata massima stimata* =  $140 \frac{m^3}{s}$
- *Tempo finale* = 85.53 s

Impostata l'area e il meccanismo di rilascio, si sono inseriti i parametri reologici che hanno governato il fenomeno. Non essendo a conoscenza del dato preciso, ovviamente, la reologia è stata definita per tentativi, per cui le simulazioni iniziali hanno visto l'imposizione di valori minimi per i parametri  $\mu$  e  $\xi$  (descritti al *paragrafo 2.2.2*).

- *coefficiente d'attrito di Coulomb*,  $\mu = 0,200$
- *coefficiente d'attritoturbolento*,  $\xi = 100 m/s^2$

Sulla base di questi dati, sono state avviate le prime simulazioni per modellare il debris flow.

Si vuole specificare che per le simulazioni iniziali non sono stati considerati i parametri erosivi per evitare di inserire un numero di variabili troppo elevato all'interno del modello; solo successivamente, e sulla base dei dati di output osservati, si è ritenuto necessario aggiungere il fattore erosione per tenere in considerazione l'aumento di massa mobilitata lungo l'asse di propagazione del fenomeno.

### 3.4. Parametri di controllo

Inseriti i dati input precedentemente descritti, si è passati all'avvio delle simulazioni. Come parametri di riferimento, per comprendere se il modello fosse o meno efficace, sono stati considerati due fattori: il primo relativo al meccanismo di arresto del flusso, quindi strettamente legato alle impostazioni del software, il secondo riferito all'evidenza rilevata ed ovvero l'altezza massima raggiunta dal flusso.

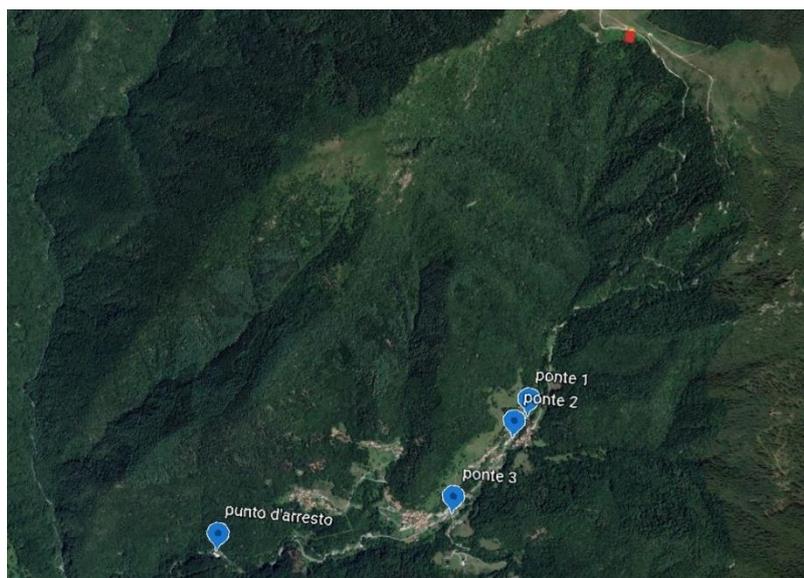
- Con il primo ci si riferisce ad un arresto di tipo *low flux* dove il momento calcolato come massa per velocità, restituisce valori minimi compresi tra 1-10% del valore massimo (vedi *Paragrafo 2.3*). Perciò si ha che la quantità di flusso in movimento è bassa;

- Per il secondo, sono state assunte come riferimento le *altezze dei ponti asportati* dalla potenza della colata detritica, misurate in loco e confrontate con delle immagini d'archivio.

Per la calibrazione del primo parametro sono state avviate simulazioni su modelli di prova, dove il lasso di tempo dedicato al calcolo è stato incrementato, per tentativi, fino ad ottenere nell'output il criterio d'arresto per *low flux* (dato che per tempistiche minori la simulazione veniva interrotta per *end time conditions*). Infatti, questi tempi sono stati dilatati fino a **10000 s** prima di poter assistere a modelli che ricostruivano il fenomeno arrestandosi con il meccanismo ricercato.

I ponti invece, sono stati localizzati mediante l'utilizzo del software Google Earth Pro, dal quale si è estrapolata l'immagine da georeferenziare in Gis per poi sovrapporla alla base cartografica di RAMMS. Inoltre, è stato posizionato un ulteriore riferimento definendo il punto di arresto come zona in cui è stato possibile ancora osservare, durante il sopralluogo, l'evidenza di trascinamento dei detriti (*Figura 3.13*).

Delle tre infrastrutture è stata indicata la tipologia, la luce dell'impalcato e l'altezza (*Tabella 3.5*).



*Figura 3.13 Localizzazione ponti asportati a Camasco*

	Tipologia	l [m]	h [m]
PONTE 1	Carrabile	11	2,9
PONTE 2	Pedonale	10	4,5
PONTE 3	Carrabile	14	3,5

*Tabella 3.5 Dimensioni dei ponti asportati dalla colata detritica*

Come si può notare dall'altezza del Ponte n°3, il flusso deve avere avuto sicuramente una forte potenza per poter raggiungere, ad una distanza così elevata dal punto di innesco (in rosso nella *Figura 3.9*) un'altezza così notevole ed avere la capacità di asportare le infrastrutture.

### 3.5. Simulazioni evento e calibrazione parametri reologici

Procedendo con le simulazioni iniziali si è posta particolare attenzione alla calibrazione dei parametri reologici che governano il processo dinamico del fenomeno di colata detritica.

Partendo dai dati input (Tabella 3.6) descritti al precedente paragrafo, si è avviata la simulazione in RAMMS ottenendo come dati di output valori che non corrispondevano con quanto ci si attendesse.

Prova1_27_05		
Coefficienti d'attrito	[-]	[m/s <sup>2</sup> ]
MU [ $\mu = \tan\phi$ ]	0,200	
XI [ $\xi$ ]		100

Tabella 3.6 Dati input Prova1\_27\_05

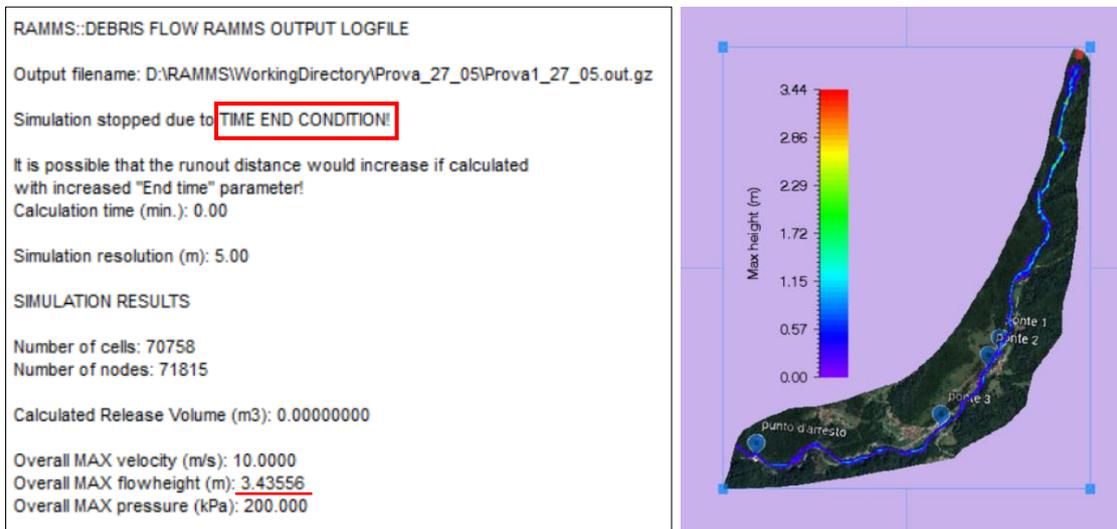


Figura 3.14 Dati di output e distribuzione massima altezza Prova1\_27\_05

Analizzando la finestra dei dati di output della simulazione e osservando la distribuzione delle massime altezze lungo l'asta di propagazione del flusso, si è riscontrato che con i dati di input inseriti: la simulazione si arrestava per esaurimento del tempo preimpostato e non per scarsità di flusso in movimento ed inoltre, le altezze massime raggiunte non risultavano compatibili con l'ubicazione dei ponti (Figura 3.14).

Proceduto allora in modo parametrico provando a variare separatamente i due coefficienti di attrito che caratterizzano la dissipazione di energia del flusso in movimento.

Si è deciso di lasciare inizialmente il parametro d'attrito coulombiano fisso, e portato ad un valore più alto quello riferito all'**attrito turbolento** (Tabella 3.7) dato che per flussi granuli il range da tenere in considerazione è compreso tra **100-200 m/s<sup>2</sup>** (RAMMS\_Manual, 2007).

Prova2_27_05		
Coefficienti d'attrito	[-]	[m/s <sup>2</sup> ]
MU [ $\mu = \tan\phi$ ]	0,200	200
XI [ $\xi$ ]		

Tabella 3.7 Dati input Prova2\_27\_05

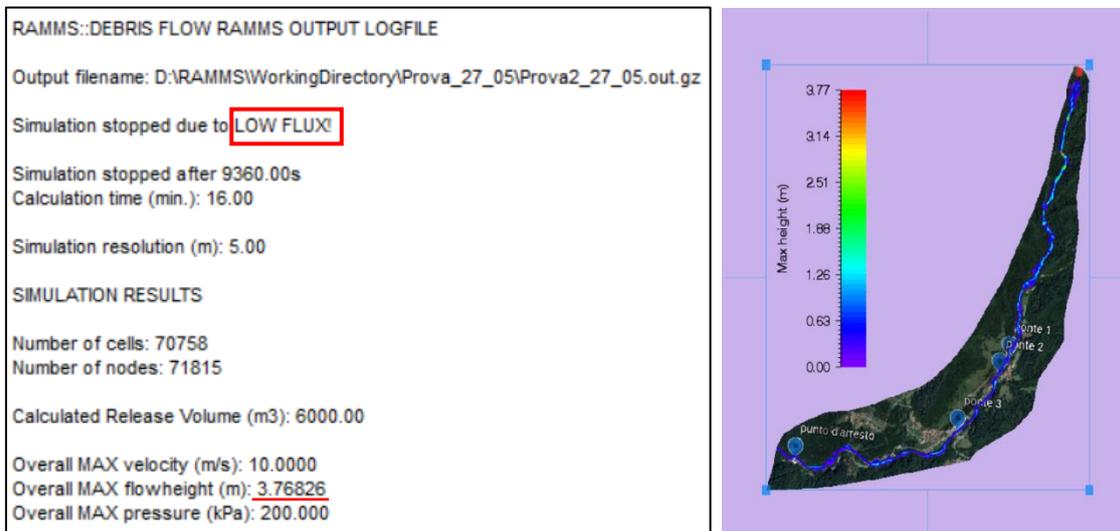


Figura 3.15 Dati output e immagine distribuzione altezza massima Prova2\_27\_05

Osservando i dati risultati dalla simulazione (Figura 3.15 a sinistra) è stato subito riscontrato che il parametro riferito al meccanismo d'arresto del flusso, fosse rispettato: infatti il calcolo si è interrotto autonomamente e in prossimità del punto di arresto precedentemente stabilito.

Si è potuto inoltre osservare che per le altezze massime raggiunte dal flusso, c'è stato un leggero aumento ma comunque non ancora plausibili con i parametri di controllo imposti: i valori di altezze maggiori, infatti, si individuano nelle immediate vicinanze della zona di innesco mentre nell'area di propagazione si hanno valori compresi tra  $0,63 < h_{max} < 1,26 \text{ m}$  (osservabili in Figura 3.15 a destra).

Dato che per il parametro reologico sembra fosse rispettato il criterio che si voleva dimostrare, è stata effettuata un'ulteriore simulazione di prova, a conferma dei dati che si volevano assumere come descrittivi il moto del flusso. Si è lavorato in questo caso sul parametro di attrito coulombiano, diminuendo il suo valore (Tabella 3.8), comunque, all'interno del range preso come riferimento,  $0,100 < \mu < 0,200$  (B.Salm, 1993).

Prova3_27_05		
Coefficienti d'attrito	[-]	[m/s <sup>2</sup> ]
MU [ $\mu = \tan\phi$ ]	0,100	200
XI [ $\xi$ ]		

Tabella 3.8 Dati input Prova3\_27\_05

```

RAMMS::DEBRIS FLOW RAMMS OUTPUT LOGFILE

Output filename: D:\RAMMS\WorkingDirectory\Prova_27_05\Prova4_27_05.out.gz

Simulation stopped due to LOW FLUX!

Simulation stopped after 4050.00s
Calculation time (min.): 7.53

Simulation resolution (m): 5.00

SIMULATION RESULTS

Number of cells: 70758
Number of nodes: 71815

Calculated Release Volume (m3): 6000.00

Overall MAX velocity (m/s): 10.0000
Overall MAX flowheight (m): 3.55912
Overall MAX pressure (kPa): 200.000

```

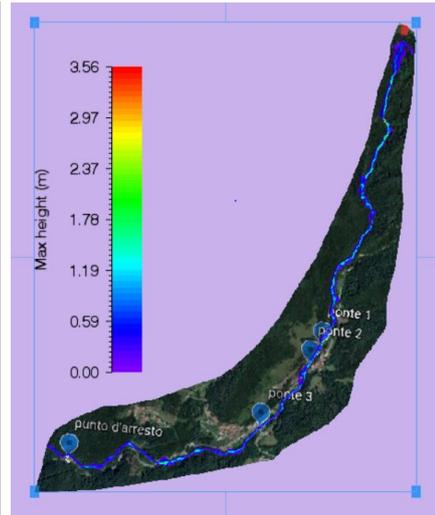


Figura 3.16 Dati output e distribuzione altezza massima Prova3\_27\_05

Dai dati di output ottenuti (Figura 3.16) andando a variare il coefficiente d'attrito di Coulomb, si è potuto osservare come il meccanismo di arresto fosse comunque rispettato, e quindi il flusso si fermasse per scarsità di massa in movimento, mentre con riferimento al parametro di altezza, quest'ultima risultava essere addirittura leggermente inferiore rispetto alla precedente simulazione.

Si è deciso dunque sulla base dei risultati ottenuti con le simulazioni di calibrazione, che la simulazione più soddisfacente per continuare a lavorare alla modellazione del fenomeno fosse la Prova2\_27\_05, caratterizzata dai valori:

- *coefficiente d'attrito di Coulomb*,  $\mu = 0,200$
- *coefficiente d'attritoturbolento*,  $\xi = 200 \text{ m/s}^2$

Si ritiene che tale simulazione possa essere la più soddisfacente poiché innanzitutto rispetta il meccanismo di arresto ricercato, *low flux*, e restituisce i valori di altezze massime raggiunte dal flusso più alti tra le simulazioni di calibrazione effettuate.

### 3.6. Parametri erosivi

Dopo aver effettuato le simulazioni iniziali, che hanno permesso di stimare la reologia del fenomeno, si è ritenuto necessario aggiungere i parametri erosivi alle simulazioni per tenere in considerazione l'incremento di volume causato dal fenomeno. In alcuni casi, infatti, non basta essere a conoscenza del volume distaccato per ricostruire correttamente l'evento anzi, è indispensabile stimare l'aumento di volume a causa dei processi erosivi che si innescano durante la fase di propagazione.

Partendo dai dati di input delle simulazioni precedenti e con i parametri reologici calibrati (con riferimento ai dati in Tabella 3.7) sono state aggiunte informazioni per il modulo d'erosione.

Anche nel caso dell'erosione, va disegnata sul modello l'area (Figura 3.17) alla quale andare ad attribuire i valori impostati (Tabella 3.9): per questo si è realizzato direttamente in RAMMS il profilo della zona di propagazione seguito dal debris flow.

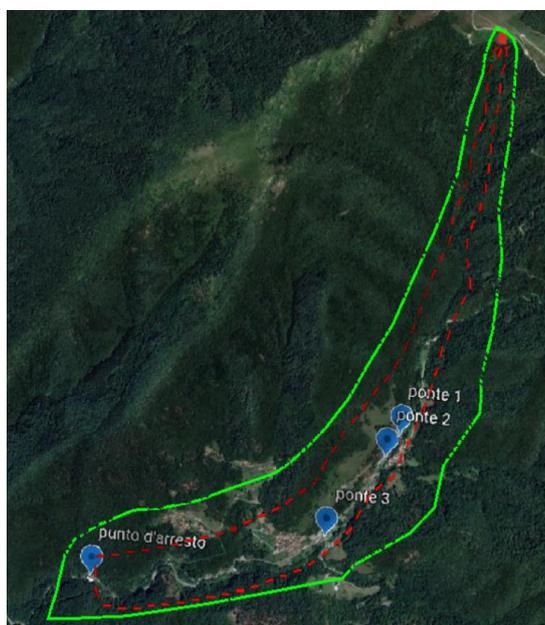


Figura 3.17 Prova5\_27\_05: Modello input con area d'erosione (rosso tratteggiato)

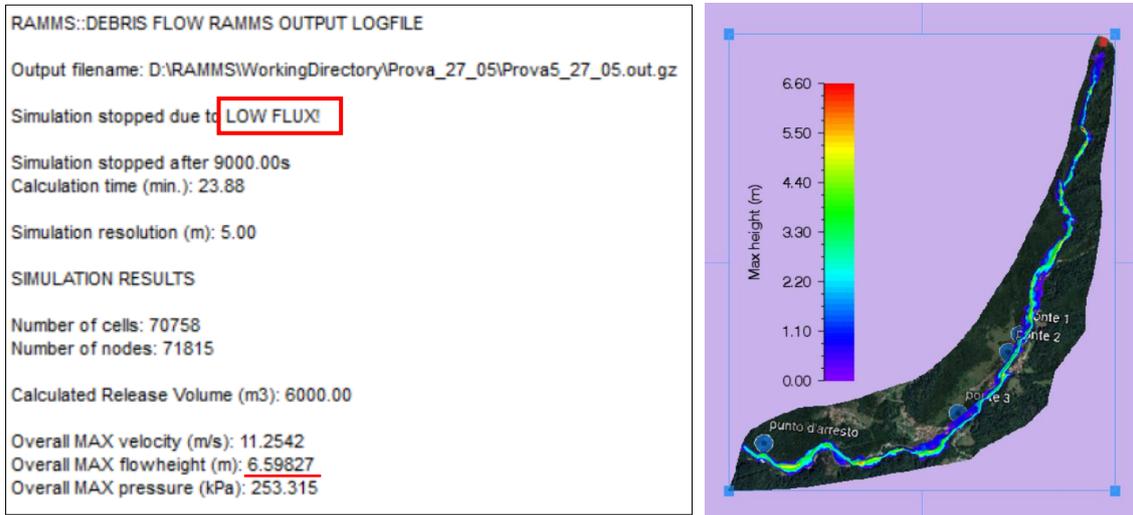
Parametri erosivi	[kg/m <sup>3</sup> ]	[m/s]	[kPa]	[m]
Densità di erosione	2000	0,025	0,1	1,0
Velocità d'erosione				
Potenziale profondità di erosione				
Sforzo di taglio critico				
Max profondità erosione				

Tabella 3.9 Parametri erosivi di input

I parametri considerati di densità, velocità, potenziale di erosione e sforzo critico sono stati assunti di default secondo la teoria di F.Frank (come specificato al paragrafo 2.2.3). La *densità* si riferisce a quella del materiale coinvolto dall'erosione; la *velocità* è quella con cui la colta traccina ed erode il materiale; la *potenziale profondità di erosione* influenza il massimo valore di profondità erosa, *em*; lo *sforzo di taglio critico* è il valore limite oltre il quale inizia a verificarsi l'erosione; la *profondità massima di erosione* considera lo spessore massimo erodibile del canale.

Tali fattori sono complessi da definire, si assumono di default quelli suggeriti dal manuale del software (RAMMS\_Manual, 2007). Inoltre, di non immediata identificazione sono le zone interessate dal fenomeno e la profondità di erosione raggiunta. Per quest'ultimo valore, si è deciso di lavorare con un valore cautelativo, valutato mediante l'osservazione degli effetti provocati dal fenomeno. Si è approssimata **max profondità erosione = 1 m**.

Le simulazioni hanno restituito una forte sovrastima dell'area interessata dall'erosione. Infatti, dalle immagini di output (*Figura 3.18*) risulta evidente come il software abbia simulato il passaggio del flusso non solo all'interno dell'alveo del Rio Pianale ma con esondazioni che coinvolgono buona parte del centro abitato di Camasco, cosa che nella realtà, fortunatamente, non si è verificata.



*Figura 3.18 Dati output e distribuzione massima altezza Prova5\_27\_05*

Per far fronte a questo problema, sono state effettuate diverse simulazioni cercando di far variare la sola area alla quale associare i parametri erosivi, ma tracciando i profili attraverso il software, i risultati erano sempre inaccettabili poiché il flusso andava ad espandersi in zone non realmente coinvolte. Si è notato, infatti, che il software andava ad utilizzare come area suscettibile ad erosione, tutta quella rientrante all'interno del poligono disegnato sulla base topografica, determinando quantità di volumi elevatissime che venivano completamente coinvolte nella simulazione della colata detritica.

Perciò, come già fatto per l'area di rilascio, si è realizzato lo shapefile in QGis (*Traccia\_erosione* importato poi in RAMMS) andando a ripercorrere esattamente l'andamento topografico del versante e tracciando l'iter di propagazione seguito dalla colata detritica (*Figura 3.19*). In questo modo si è potuto ricavare un'area di erosione soddisfacente e che ha permesso di stimare i volumi erosi in maniera attinente alla realtà. Gli altri dati di input sono stati mantenuti inalterati.

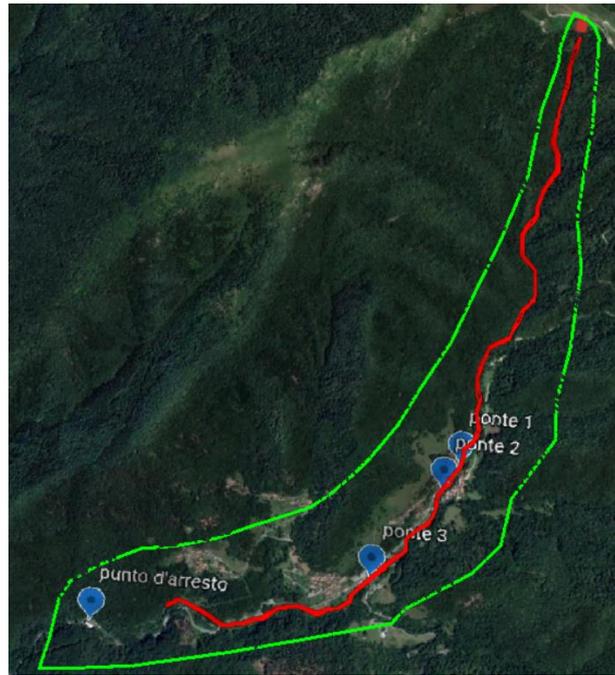


Figura 3.19 Modello di input con shapefile Traccia\_erosione (in rosso)

Effettuando questa modifica si è subito potuto evincere che in primo luogo il meccanismo di arresto risultava rispettato, infatti il flusso si fermava per bassa quantità di massa in movimento nelle vicinanze del punto identificato come riferimento; in secondo luogo le altezze cominciarono a rispondere ai valori assunti come riferimento (le altezze dei ponti asportati); e in ultimo, l'espansione della colata detritica ricadeva esattamente all'interno dell'alveo del Rio Pianale che è stato interessato dal fenomeno la notte dell'alluvione (Figura 3.20).

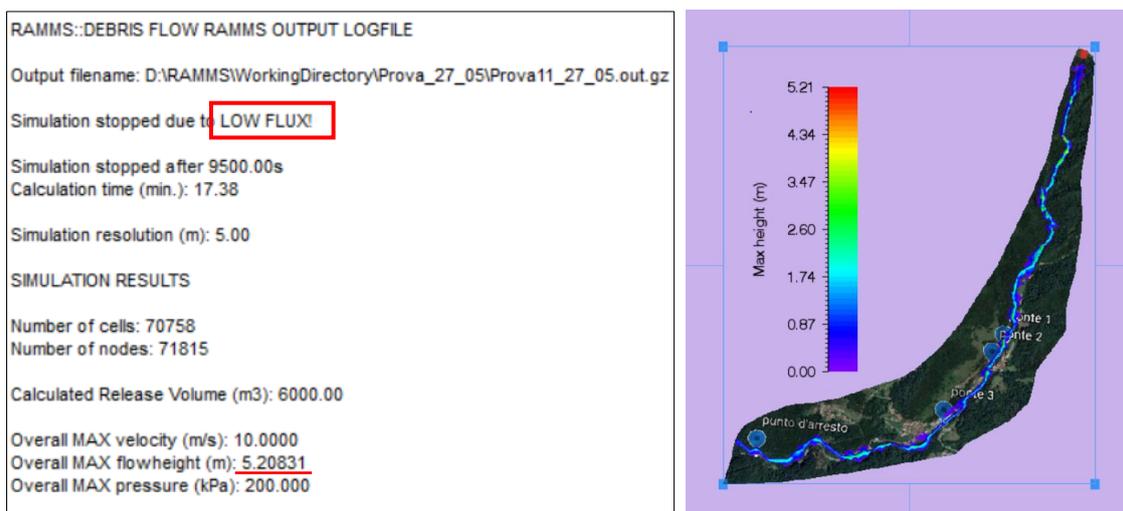


Figura 3.20 Dati output e distribuzione altezze massime Prova11\_27\_05

Dato che i valori delle altezze massime raggiunte dal flusso risultavano nei punti di interesse, ovvero in prossimità dell'ubicazione dei ponti asportati, sempre troppo basse rispetto all'effettiva altezza delle infrastrutture, si è pensato di effettuare delle simulazioni prova andando a variare

una volta il parametro erosivo di **massima profondità erosa** (Tabella 3.10) ed un'altra provando a variare i **parametri reologici** (Tabella 3.11 e 3.12).

Parametri erosivi	[kg/m <sup>3</sup> ]	[m/s]	[kPa]	[m]
Densità di erosione	2000	0,025	0,1 1,0	2,0
Velocità d'erosione				
Potenziale di erosione				
Sforzo di taglio critico				
Max profondità erosione				

Tabella 3.10 Dati input Prova12\_27\_05

Dall'output ottenuto si è potuto osservare che le altezze raggiunte dal flusso (Figura 3.21) non erano ancora confacenti con quanto ricercato anzi, risultavano essere addirittura minori di quelle trovate con una profondità di erosione del tracciato minore.

```

RAMMS::DEBRIS FLOW RAMMS OUTPUT LOGFILE

Output filename: D:\RAMMS\WorkingDirectory\Prova_27_05\Prova12_27_05.out.gz

Simulation stopped due to LOW FLUX!

Simulation stopped after 9500.00s
Calculation time (min.): 0.00

Simulation resolution (m): 5.00

SIMULATION RESULTS

Number of cells: 70758
Number of nodes: 71815

Calculated Release Volume (m3): 6000.00

Overall MAX velocity (m/s): 10.0000
Overall MAX flowheight (m): 4.75832
Overall MAX pressure (kPa): 200.000
    
```

Figura 3.21 Output simulazione Prova12\_27\_05

Per avere anche un riscontro sull'influenza della reologia sul fenomeno di colata in presenza di erosione (dato che per le simulazioni iniziali di calibrazione il modulo erosivo, per semplicità, non è stato considerato) si è effettuata la variazione dei parametri reologici, una volta variando il coefficiente d'attrito di Coulomb (Tabella 3.11) e una volta variando l'attrito turbolento (Tabella 3.12).

Coefficienti d'attrito	[-]	[m/s <sup>2</sup> ]
MU $\mu$	0,100	200
XI $\xi$		

Tabella 3.11 Parametri reologici input Prova14\_27\_05

Coefficienti d'attrito	[-]	[m/s <sup>2</sup> ]
MU $\mu$	0,200	100
XI $\xi$		

Tabella 3.12 Parametri reologici input Prova17\_27\_05

RAMMS::DEBRIS FLOW RAMMS OUTPUT LOGFILE	RAMMS::DEBRIS FLOW RAMMS OUTPUT LOGFILE
Output filename: D:\RAMMS\WorkingDirectory\Prova_27_05\Prova14_27_05.out.gz	Output filename: D:\RAMMS\WorkingDirectory\Prova_27_05\Prova17_27_05.out.gz
Simulation stopped due to LOW FLUX!	Simulation stopped due to LOW FLUX!
Simulation stopped after 3730.00s	Simulation stopped after 9920.00s
Calculation time (min.): 7.42	Calculation time (min.): 19.15
Simulation resolution (m): 5.00	Simulation resolution (m): 5.00
SIMULATION RESULTS	SIMULATION RESULTS
Number of cells: 70758	Number of cells: 70758
Number of nodes: 71815	Number of nodes: 71815
Calculated Release Volume (m3): 6000.00	Calculated Release Volume (m3): 6000.00
Overall MAX velocity (m/s): 10.1966	Overall MAX velocity (m/s): 10.0000
Overall MAX flowheight (m): <u>4.17510</u>	Overall MAX flowheight (m): <u>4.75952</u>
Overall MAX pressure (kPa): <u>207.939</u>	Overall MAX pressure (kPa): 200.000

Figura 3.22 Dati output Prova14 (a destra) e Prova 17 (a sinistra)

Si è evinto che anche andando a cambiare i parametri erosivi e reologici impostati come base per le simulazioni, i dati di altezza massima del flusso (Figura 3.22). non rispecchiavano le osservazioni di terreno. Per questo si è deciso di assumere come migliore simulazione del fenomeno quella ottenuta dalla *Prova11\_27\_05* ed andare a ricercare le motivazioni del crollo delle infrastrutture in caratteristiche tecniche legate alla loro struttura.

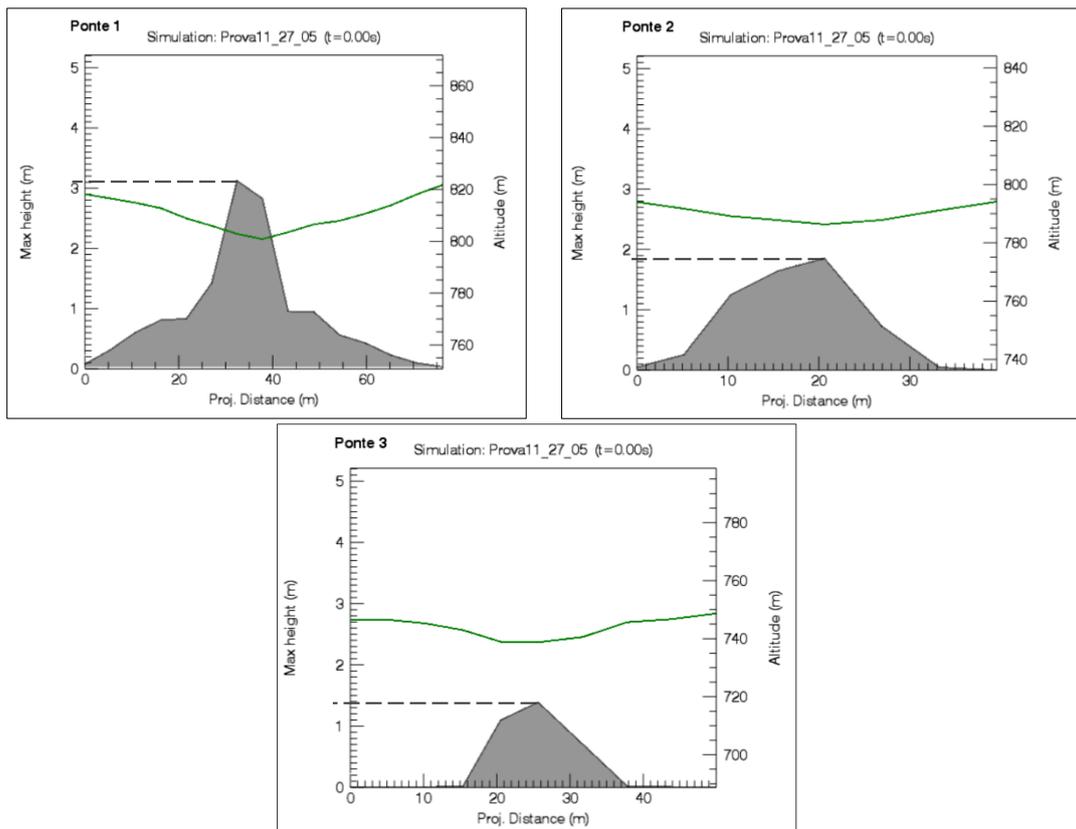
### 3.7. Dati output ricavati dal software

Assunto come simulazione di riferimento il modello di ricostruzione ottenuto con la *Prova11\_27\_05*, sono stati ricavati dai dati di output i valori delle altezze e delle pressioni massime raggiunte dal flusso nelle specifiche zone di interesse, localizzate quindi in quelle che erano le posizioni dei ponti asportati dalla potenza della colata detritica.

Prese come dato di controllo le altezze dei tre ponti (*Tabella 3.13*) sono stati ricavati dal software RAMMS i profili di massima altezza relativi alle sezioni trasversali al canale tracciate in prossimità dell'ubicazione delle strutture asportate (*Figura 3.23*).

	Tipologia	h [m]
PONTE 1	Carrabile	2,9
PONTE 2	Pedonale	4,5
PONTE 3	Carrabile	3,5

*Tabella 3.13 Altezze ponti asportati*



*Figura 3.23 Profili di massima altezza relativi alle sezioni trasversali tracciate all'ubicazione dei ponti asportati*

Ponte	Altezza massima del flusso [m]
1	3,1
2	1,9
3	1,5

Tabella 3.14 Altezze massime raggiunte dal flusso nella simulazione

Valutate le altezze raggiunte dal flusso (Tabella 3.14) e confrontate con quelle misurate (Tabella 3.13), si è osservato che solamente nel caso del primo ponte si ottenevano valori compatibili con quelli stimati, mentre nel caso del secondo ed in particolare per il terzo ponte, le altezze raggiunte erano nettamente inferiori. Sono stati ritenuti i valori trovati comunque accettabili poiché le simulazioni svolte con il programma RAMMS non permettono di tenere conto della tipologia esatta di materiale coinvolta nella colata, ad esempio l'elevata presenza di materiale ligneo e lapideo potrebbe aver causato l'ostruzione dell'alveo ed impedire il deflusso del debris. Perciò, si è deciso di procedere con lo studio dell'instabilità delle infrastrutture in termini di pressioni, andando a ricavare quelle agenti (Figura 3.24 e Tabella 3.15) e calcolando i valori di quelle che avrebbero potuto portare al collasso della struttura.

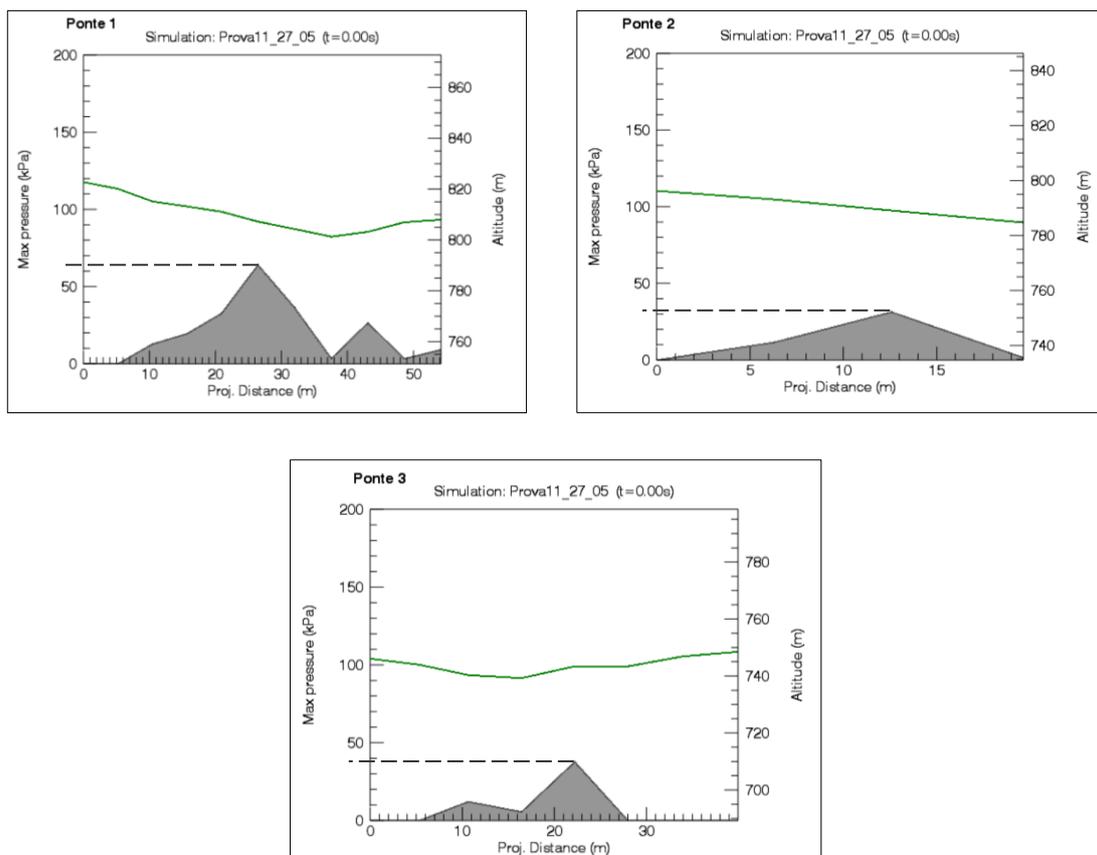


Figura 3.24 Profili di pressioni agenti nei punti di ubicazione dei ponti

Ponte	Pressione massima del flusso [kPa]
1	62
2	30
3	40

Tabella 3.15 Valori di pressione massima raggiunta dal flusso

Ricavati questi dati di output, con una procedura estremamente semplificativa, si è proceduto con la valutazione dell'*equilibrio a traslazione* dei ponti che sono stati approssimati a travi semplicemente appoggiate con comportamento di *corpo rigido*, per insufficienza di dati relativi alla reale geometria delle strutture precedentemente esistenti.

### 3.8.Verifica a traslazione

Si approssima la statica dei ponti con quella di travi semplicemente appoggiate con comportamento di corpo rigido (Figura 3.25). Ovviamente queste sono delle semplificazioni rilevanti poiché simulano il movimento di un sistema di corpi che è ideale, ma non avendo a disposizione dati sull'effettiva geometria e composizione materica delle strutture asportate, possono fornire indicazioni di massima sull'entità delle forze in gioco.

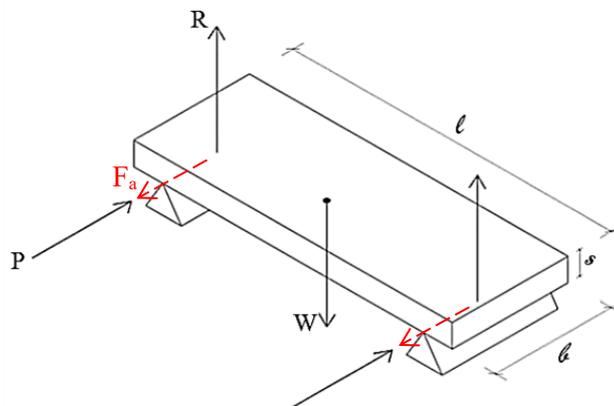


Figura 3.25 Schema statico semplificato di una trave semplicemente appoggiata

Dalla fisica classica si desume che un corpo semplicemente appoggiato che si trova in stato di quiete, è soggetto a forze attive e reattive che lo inducono all'equilibrio. Nel caso particolare di trave semplicemente appoggiata, questo stato è garantito dalle reazioni vincolari che si generano agli appoggi (3.2), uguali e contrarie alla forza peso (3.1), che è l'unica agente in questo caso.

- $W = mg$  (forza peso) (3.1)
- $R = W = mg$  (reazione vincolare agli appoggi) (3.2)

Se si ipotizza di applicare una forza esterna orizzontale, la *pressione*  $P$ , si potrebbe pensare che questa riesca a far muovere liberamente il corpo nella direzione del moto ma, ad opporsi, c'è la *forza d'attrito*  $F_a$ , che si instaura sulla superficie d'appoggio. Per mettere in movimento il corpo, dunque, è necessario che la forza agente sia maggiore della forza d'attrito resistente (3.3).

$$P > F_a = f_s * W \quad (3.3)$$

dove

$f_s$  è il *coefficiente d'attrito statico*

Stando a queste ipotesi, le strutture in esame potevano entrare in movimento solamente se la pressione agente derivante dal flusso avesse avuto un valore maggiore di quello della forza resistente data dall'attrito tra gli appoggi e la superficie stessa dell'impalcato.

Una volta estrapolati i dati di pressione agente relativa alle sezioni tracciate all'ubicazione dei ponti asportati, sono state valutati i valori di forza resistente data dall'attrito impalcato-appoggio.

La valutazione è stata effettuata separatamente per ogni ponte.

### Ponte 1

	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
Altezza	h	2,9		
Lunghezza	l	11		
Larghezza	b	8		
Spessore	s	0,8		
Area laterale			8,8	
Peso di volume calcestruzzo		25		
Volume				70,4

Tabella 3.16 Dati geometrici input Ponte 1

Dati i valori delle geometrie (Tabella 3.16), si è proceduto con il calcolo della forza peso andando a moltiplicare il volume della massa per il peso specifico del materiale che è stato ipotizzato fosse calcestruzzo (stando anche alle immagini di repertorio disponibili).

$$\text{Forza peso: } W = V * \gamma = 1760 \text{ kN}$$

Successivamente si è svolta un'indagine bibliografica che permettesse di definire il valore del coefficiente d'attrito tra superficie e appoggio (G.Bertagnoli, 2018/19). Non avendo a disposizione dati certi sulla tipologia di appoggio esistente prima del crollo dei ponti (Figura 3.26), stando all'epoca della loro costruzione, si è ipotizzato che essi potessero essere di due tipologie:

- Appoggio in calcestruzzo, con coefficiente d'attrito  $f_{s,cls} = 0,3$
- Appoggio in materiale polimerico, con coefficiente d'attrito  $f_{s,p} = 0,2$



Figura 3.26 Immagini del Ponte 1 antecedenti al crollo (da GoogleEarth)

Sono state calcolate le forze resistenti derivanti dall'attrito per le due tipologie di appoggio ipotizzate:

- $F_{a,cls} = W * f_{s,cls} = 1760 * 0,3 = 528 \text{ kN}$
- $F_{a,p} = W * f_{s,p} = 1760 * 0,2 = 352 \text{ kN}$

Definite le forze si è proceduto con il calcolo del valore di pressione resistente andando a distribuirle sull'area laterale, dove il flusso va ad impattare con la struttura:

- $S_{cls} = \frac{F_{a,cls}}{A_l} = \frac{528}{8,8} = 60 \text{ kPa}$
- $S_p = \frac{F_{a,p}}{A_l} = \frac{352}{8,8} = 40 \text{ kPa}$

Dato che il valore di pressione agente sul Ponte 1 risulta essere, dai dati estrapolati dal software circa pari a  $P_{a,1} \cong 62 \text{ kPa}$  il valore di pressione resistente derivante dal solo contributo attritivo risulta, per entrambe le tipologie d'appoggio, superato; per cui si verifica che la pressione agente ha potuto portare al collasso della struttura.

### Ponte 2

Per quanto riguarda la seconda struttura portata via dalla potenza della colata detritica è stato possibile ricavare immagini più precise in merito alla tipologia d'appoggio, che risultava essere completamente in calcestruzzo (Figura 3.27). Dalle immagini è stato possibile ricavare anche dettagli maggiori per quel che riguarda la geometria dell'impalcato, che infatti risultava essere di forma trapezoidale (Tabella 3.17).



Figura 3.27 Immagini relative alla struttura del Ponte 2 (da Google Earth)

		[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
Altezza	h	4,5			
Lunghezza	l	10			
Larghezza	b	2,5			
Spessore 1	a	0,8			
Spessore 2	c	1,3			
Area laterale				8	
Peso di volume del calcestruzzo			25		
Volume					26,25

Tabella 3.17 Dati geometrici input Ponte 2

Anche per il Ponte 2, dati i valori delle geometrie, si è proceduto con il calcolo della forza peso andando a moltiplicare il valore del volume per il peso specifico del materiale:

$$\text{Forza peso: } W = V * \gamma = 656,25 \text{ kN}$$

Successivamente, stando a quanto visibile dalle immagini, è stato ipotizzato che l'appoggio fosse in solo calcestruzzo e dunque definito il coefficiente d'attrito:

- Appoggio in calcestruzzo, con coefficiente d'attrito  $f_{s,cls} = 0,3$

È stata calcolata la forza resistenti derivante dall'attrito:

$$F_{a,cls} = W * f_{s,cls} = 656,25 * 0,3 = 196,88 \text{ kN}$$

E di conseguenza il valore di pressione:

- $S_{cls} = \frac{F_{a,cls}}{A_l} = \frac{196,88}{8} = 24,6 \text{ kPa}$

Essendo il valore di pressione ricavato dal software nel punto di ubicazione del Ponte 2

$P_{a,2} \cong 30 \text{ kPa} \longrightarrow P_{a,2} > S_{cls}$  è comprensibile che la struttura sia giunta a collasso.

### Ponte 3

Lo stesso tipo di ragionamento è stato eseguito per l'ultimo ponte, quello che definirebbe che le pressioni dell'evento oggetto d'analisi fossero ancora molto elevate ad una vasta distanza dal punto d'innesco.

Come nel caso del Ponte 1 la geometria della struttura e la tipologia di appoggi non erano definibili con certezza a priori (*Figura 3.28*), per cui si è effettuata una valutazione di pressioni per entrambi i tipi di materiale di cui si ipotizza potessero essere composti gli appoggi.



*Figura 3.28 Immagini relative alla struttura del Ponte 3 (da Google Earth)*

	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
Altezza h	3,5			
Lunghezza l	14			
Larghezza b	4,5			
Spessore s	0,8			
Area laterale			11,2	
Peso di volume del calcestruzzo		25		
Volume				50,4

*Tabella 3.18 Dati geometrici del Ponte 3*

Procedendo con la stessa metodologia utilizzata per i Ponte 1 e 2 si è proceduto con il calcolo del peso proprio dell'impalcato (*Tabella 3.18*), con la solita ipotesi di avere un parallelepipedo interamente composto di calcestruzzo (non si ha materiale a disposizione per poter definire la geometria o la posizione delle armature):

$$\text{Forza peso: } W = V * \gamma = 1260 \text{ kN}$$

Non avendo a disposizione dati certi sulla tipologia di appoggio esistente prima del crollo dei ponti, stando all'epoca della loro costruzione si è ipotizzato che essi potessero essere di due tipologie:

- Appoggio in calcestruzzo, con coefficiente d'attrito  $f_{s,cls} = 0,3$
- Appoggio in materiale polimerico, con coefficiente d'attrito  $f_{s,p} = 0,2$

Sono state dunque calcolate le forze resistenti derivanti dall'attrito per le due tipologie di appoggio ipotizzate:

- $F_{a,cls} = W * f_{s,cls} = 1260 * 0,3 = 378 \text{ kN}$
- $F_{a,p} = W * f_{s,p} = 1260 * 0,2 = 252 \text{ kN}$

Questi valori di forze resistenti sono stati convertiti in termini di pressione, dividendo per l'area laterale dell'impalcato:

- $S_{cls} = \frac{F_{a,cls}}{A_l} = \frac{378}{11,2} = 33,75 \text{ kPa}$
- $S_p = \frac{F_{a,p}}{A_l} = \frac{252}{11,2} = 22,5 \text{ kPa}$

Dato che il valore di spinta agente nella sezione  $P_{a,3} \cong 40 \text{ kPa}$  risulta essere maggiore di quello resistente, è lecito dire che la struttura non abbia più risposto alle condizioni di equilibrio, per cui è entrato in movimento traslando e giungendo a rottura.

Dato che i valori di pressioni verificati con il calcolo dell'equilibrio alla traslazione degli impalcati, risultano essere compatibili con i valori di output ottenuti dalle simulazioni, si procede con un ragionamento di valutazione del rialzo idraulico ( $\Delta y$ ), che potrebbe avvalorare i valori di altezze ottenuti dalle simulazioni, dato dalla probabile ostruzione della sezione di deflusso, causata dalla sedimentazione di detriti e materiale ligneo, compromettendo il passaggio della colata e un innalzamento del livello del flusso.

### **3.9. Ostruzione della sezione di deflusso: calcolo delle pressioni**

Volendo valutare il comportamento della corrente che fluisce nell'alveo del torrente in condizioni normali, bisognerebbe già tenere in considerazione l'interazione che essa ha con le opere di sostegno dell'impalcato, che siano esse pile o spalle; queste, infatti, in qualsiasi posizione siano poste, generano un restringimento della sezione di deflusso e causano, soprattutto in condizioni di piena, una variazione dell'assetto idrometrico della corrente di deflusso. L'evento a cui si assiste più frequentemente è l'aumento del tirante idrico a monte dell'ostacolo, ovvero un aumento del rialzo idraulico.

È fondamentale garantire che durante l'evento di piena la portata massima sia in grado di defluire attraverso le luci del ponte, non andando a generare risalti idrici non compatibili con le arginature presenti nell'alveo.

In riferimento alla dinamica della corrente si possono definire due tipologie fondamentali di restringimento:

- **contrazione**, il restringimento lascia come zona libera di deflusso quella centrale del corso d'acqua (Figura 3.29);
- **ostruzione**, si pongono degli ostacoli nella zona centrale comportando una divisione del flusso.

Per l'evento di colata detritica oggetto di studio è sensato ipotizzare che il trasporto di materiale di diversa natura, ligneo/detriti/massi, possa aver comportato la loro sedimentazione lungo gli argini causando una contrazione della zona di deflusso.

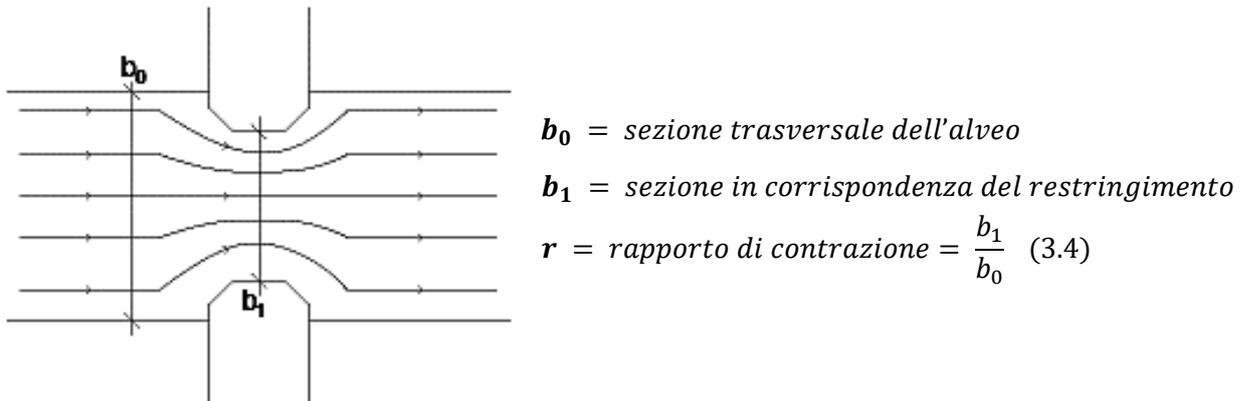


Figura 3.29 Sezione contratta nella zona di deflusso

Il parametro riferito al **rapporto di contrazione** (3.4), definito come il rapporto tra la sezione di restringimento e la sezione trasversale dell'alveo, è quello che va ad influenzare maggiormente il regime idraulico che si crea nella sezione del restringimento (M.Fugazza, 2004/05). In funzione di esso, si può definire un altro parametro che rappresenta la percentuale di sezione occupata dalle opere di sostegno che è il **coefficiente d'ingombro** (3.5):

$$\alpha = \frac{b_1 - b_0}{b_0} = 1 - r \quad (3.5)$$

Sulla base del grado di restringimento e delle caratteristiche idrauliche della corrente, possono instaurarsi diversi meccanismi di deflusso:

- le correnti possono infatti essere lente sia a monte che a valle del restringimento;
- lente a monte con passaggio a veloce a valle (e viceversa) causando uno stato critico nel restringimento;
- la corrente è veloce sia a monte che a valle del restringimento.

Un altro fattore fondamentale per la definizione della tipologia di meccanismo di corrente che si va ad instaurare è il **numero di Freude** (3.6); esso può essere calcolato nelle due sezioni

d'interesse, nel restringimento e a valle, e, mettendolo in relazione con il rapporto di contrazione, si può stabilire la tipologia di deflusso (corrente lenta, critica o subcritica):

$$\text{numero di Freude } Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (3.6)$$

dove:

$v$  è la velocità del flusso misurata nella sezione d'interesse (che per i successivi calcoli è stata ricavata dalla simulazione con il software RAMMS);

$h$  è l'altezza di deflusso libera (è stata ipotizzata come la distanza misurata tra il fondo dell'alveo e l'intradosso dell'impalcato dei ponti asportati).

Definiti i parametri geometrici per la stima del rialzo idraulico, si è proceduto con il calcolo mediante l'utilizzo di diverse formule sperimentali che mettono in relazione le caratteristiche geometriche della sezione occupata con quelle idrauliche della corrente.

Le formule utilizzate sono (M.Fugazza, 2004/05):

- *formula di D'Aubuisson*
- *formula di Nagler*
- *formula di Rehbock*
- *formula di Yarnell*
- *formula di Yarnell corretta da Charbeneu e Holley*
- *formula di Al-Nassri*

### **Formula di D'Aubuisson**

Può essere scritta come (Wiley , Goodrich, & Lane):

$$Q = K_{DA} b_2 y_3 \sqrt{2g\Delta y + v_1^2} \quad (3.7)$$

dove:

$Q$  è la portata di progetto

$K_{DA}$  è il coefficiente di D'Aubuisson riferito alla forma della sezione (*Tabella 3.19*)

$b_2$  è la larghezza dell'alveo nella sezione ristretta

$\Delta y$  è il rialzo idraulico

Andando ad esplicitare in termini di rialzo idraulico si ottiene (3.8):

$$\Delta y = \frac{Q^2}{2gA^2K_{DA}^2} - \frac{v_1^2}{2g} \quad (3.8)$$

dove

$A = b_2 * y_3$  è l'area di deflusso della sezione ristretta

### **Formula di Nagler**

La formula di Nagler si scrive come (F.Nagler):

$$Q = K_N b_2 \sqrt{2g} \left( y_3 - \theta \frac{v_3^2}{2g} \right) \sqrt{\Delta y + C_r \frac{v_1^2}{2g}} \quad (3.9)$$

dove:

$\theta = 0,3$  è un coefficiente di aggiustamento che rapporta il tirante del restringimento con quello di valle

$K_N$  coefficiente di forma delle pile (Tabella 3.19)

$C_r$  è un coefficiente funzione del rapporto di contrazione (Figura 3.30)

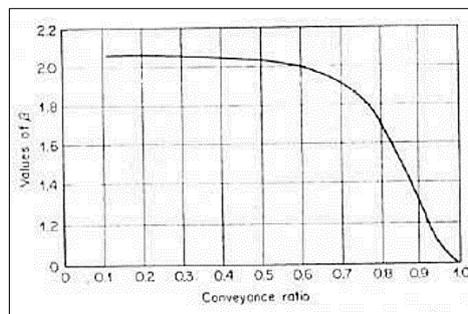


Figura 3.30 Grafico di Cr in correlazione con rapporto di contrazione

### **Formula di Rehbock**

Questa formula risulta valida solo per correnti poco turbolente nei pressi del restringimento (M.Fugazza, 2004/05):

$$\Delta y = K_R (1 - r) \frac{v_2^2}{2g} \quad (3.10)$$

dove

$K_R$  è il coefficiente di forma di Rehbock (Tabella 3.19)

Pier shape	$K_{DA}$	$K_N$	$K_R$
Semicircular nose and tail	1.079	0.934	3.35
Lens-shaped nose and tail	1.051	0.952	3.55
Twin cilinder piers with connecting diaphragm (L/D=4)	0.966	0.907	5.99
Twin cilinder piers without connecting diaphragm (L/D=4)	0.991	0.892	6.13
90° triangular nose and tail	1.050	0.887	3.54
Square nose and tail without batter	1.065	0.871	2.64

Tabella 3.19 Tabella coefficienti di forma  $K_{DA}$ ,  $K_N$ ,  $K_R$  (M.Fugazza, 2004/05)

### Formula di Yarnell

Si arriva ora a descrivere la formula di Yarnell (D.Yarnell, 1934) che tra tutte le equazioni sperimentali per la determinazione del rialzo idraulico è sicuramente la più utilizzata. Essa è formulata:

$$\Delta y = 2K_Y(K_Y + 5F_{r,3}^2 - 0,6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{v_3^2}{2g} \quad (3.11)$$

dove:

$\Delta y$  è il rialzo idraulico prodotto dalla presenza della contrazione

$K_Y$  coefficiente di forma ottenuto in maniera sperimentale da Yarnell

$F_{r,3}$  è il coefficiente di Froude ottenuto a valle del restringimento

$\alpha$  è il coefficiente d'ingombro

$v_3$  è la velocità della corrente nella sezione a valle del ponte

Questa formula è stata successivamente ripresa e corretta per minimizzare l'errore assoluto dato dai risultati sperimentali. Si ha dunque la Formula di Yarnell corretta o

### Formula di Charbeneau e Holley

(Charbeneau & Holey, 2001)

$$\frac{\Delta y}{y} = \beta 2K_Y(K_Y + \mu 5F_r^2 - 0,6)(\alpha + 15\alpha^4)F_r^2 \quad (3.12)$$

dove i coefficienti corretti sono posti  $\beta = 1,24$  e  $\mu = 0,4$

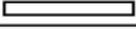
Pier Shape		Pier Coefficient
Semicircular nose and tail		0.90
Twin-cylinder piers with connecting diaphragm		0.95
Twin-cylinder piers without diaphragm		1.05
90° triangular nose and tail		1.05
Square nose and tail		1.25
Ten pile trestle bent		2.50

Tabella 3.20 Valori di  $K_Y$  (M.Fugazza, 2004/05)

### Formula di Al-Nassri

Questa formula deriva da sperimentazioni in merito al rialzo idraulico che si ha a monte del restringimento e prodotto da coefficienti d'ingombro compresi tra 0,07 e 0,47 (S.Al-Nassri, 1996):

$$\frac{\Delta y}{y_3} = \frac{0,0678}{\emptyset^{0.95}} \left[ \frac{F_{r,3}}{(1 - \alpha)^{1.8}} \right]^{2.29} \quad (3.13)$$

dove:

$\emptyset$  è un coefficiente di forma definito come il rapporto tra l'area delle pile esposta alla corrente sul restringimento e l'area  $A_3$  di deflusso a valle dello stesso.

Tutte queste formule sono state applicate alle diverse strutture dei ponti e calcolati i valori del rialzo idraulico.

## Ponte 1

### Formula di D'Aubuisson

Impostata la larghezza dell'alveo,  $b_0 = 11 \text{ m}$ , si è andato a considerare un restringimento della sezione di contrazione variabile dal 10 – 90%. Inoltre, è stata considerata come altezza di riferimento quella misurata per i ponti asportati dal debris flow,  $y_2 = 2,9 \text{ m}$ ; mentre, la portata  $Q$  di progetto è stata posta pari a quella calcolata con il metodo di Rickenmann (dati in *Tabella 3.21*).

%	$b_1$	$y_2$	$Q$	$A_2$	$K_{DA}$	$v_1$	$g$	$\Delta y$
[-]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[-]	[m/s]	[m/s <sup>2</sup> ]	[m]
10	9,9	2,9	140,3	28,71	1,065	6	9,81	0,062
20	8,8			25,52				0,077
30	7,7			22,33				0,361
40	6,6			19,14				0,580
50	5,5			15,95				1,642
60	4,4			12,76				3,598
70	3,3			9,57				7,823
80	2,2			6,38				19,896
90	1,1			3,19				85,088

*Tabella 3.21* Dati formula di D'Aubuisson applicata al Ponte 1

### Formula di Nagler

Sono stati presi come riferimento i valori di portata e sezione contratta già precedentemente descritti; per i valori di velocità, si è semplificato ipotizzando che essa sia costante a monte e a valle della contrazione ed il valore è stato ricavato dal software di simulazione  $v_1 = v_3 = 6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$  (dati in *Tabella 3.22*)

%	$Q$	$b_1$	$v_1$	$v_3$	$y_3$	$g$	$K_N$	$r (b_1/b_0)$	$C_r$	$\Theta$	$\Delta y$
[-]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>2</sup> ]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m/s <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]
10	140,3	9,9	6	6	2,9	9,81	0,871	0,9	1,3	0,3	3,36
20		8,8						0,8	1,7		4,15
30		7,7						0,7	1,9		6,01
40		6,6						0,6	2,0		9,25
50		5,5						0,5	2,05		14,85
60		4,4						0,4	2,07		25,27
70		3,3						0,3	2,08		47,87
80		2,2						0,2	2,08		112,48
90		1,1						0,1	2,08		461,35

*Tabella 3.22* Dati formula di Nagler Ponte 1

### Formula di Rehbock

Tra le formule sperimentali utilizzate, quella di Rehbock è sicuramente la più immediata. Anche in questo caso, si è imposto un valore di velocità  $v_2 = 6 \frac{m}{s}$  ricavato dal RAMMS (dati in *Tabella 3.23*).

%	$K_R$	$v_2$	$g$	$r$	$\Delta y$
[-]	[-]	[m/s]	[m/s <sup>2</sup> ]	[-]	[m]
10	2,64	6	9,81	0,9	0,48
20				0,8	0,97
30				0,7	1,45
40				0,6	1,94
50				0,5	2,42
60				0,4	2,91
70				0,3	3,39
80				0,2	3,88
90				0,1	4,36

Tabella 3.23 Dati formula di Rehbock Ponte 1

### Formula di Yarnell e variante corretta

Per la formula di Yarnell è stato ipotizzato di avere una velocità a valle del restringimento  $v_3 = 6 \frac{m}{s}$  ed inoltre è stato calcolato il numero di Froude mantenendo, anche in questo calcolo, la velocità costante (*Tabella 3.24*).

Per la variante corretta di Charbeneau e Holley sono stati aggiunti i due coefficienti  $\beta = 1.24$  e  $\mu = 0.4$  alla formulazione ricavando il dato di  $\Delta y$  (corretto).

%	$v_3$	$g$	$K_Y$	$F_{r3}$	$\alpha (1-r)$	$\Delta y$	$\Delta y$ (corretto)
[-]	[m/s]	[m/s <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
10	6	9,81	1,25	0,42	0,1	0,72	0,08
20					0,2	1,58	0,18
30					0,3	2,98	0,34
40					0,4	5,54	0,63
50					0,5	10,15	1,16
60					0,6	17,97	2,05
70					0,7	30,38	3,46
80					0,8	49,04	5,59
90					0,9	75,86	8,64

Tabella 3.24 Dati formula di Yarnell e variante corretta Ponte 1

### Formula di Al-Nassri

Per l'uso della formula di Al-Nassri sono stati calcolati i valori di area totale della sezione dell'alveo  $A_{tot} = b_0 * h = 11 * 2,9 = 31,9 m^2$  mentre l'area  $A_3 = b_1 * h$  e definito  $A_p = A_{tot} - A_3$ . La definizione di questi valori è fondamentale dato che il coefficiente  $\phi = \frac{A_p}{A_3}$  (Tabella 3.25).

%	$b_1$	$A_{tot}$	$A_p$	$A_3$	$y_3$	$\phi$	$F_{r3}$	$\alpha$	$\Delta y$
[-]	[m2]	[m2]	[m2]	[m2]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[m]
10	9,9	31,9	3,19	28,71	2,9	0,11	0,42	0,1	0,34
20	8,8		6,38	25,52		0,25		0,2	0,26
30	7,7		9,57	22,33		0,43		0,3	0,26
40	6,6		12,76	19,14		0,67		0,4	0,33
50	5,5		15,95	15,95		1,00		0,5	0,47
60	4,4		19,14	12,76		1,50		0,6	0,81
70	3,3		22,33	9,57		2,33		0,7	1,74
80	2,2		25,52	6,38		4,00		0,8	5,55
90	1,1		28,71	3,19		9,00		0,9	44,73

Tabella 3.25 Dati formula Al-Nassri per Ponte 1

Il calcolo dei rialzi idrici con l'utilizzo delle varie formule sperimentali ha permesso di definire dei valori medi (dati dalla media matematica calcolata sommando tutti valori di  $\Delta y$  trovati) che possono essere ritenuti accettabili per proseguire con la verifica delle massime altezze raggiunte dal flusso, che hanno causato l'asportazione dei ponti.

Ponte	Altezza massima del flusso [m]	Altezza effettiva dei ponti [m]
1	3,1	2,9
2	2,0	4,5
3	1,5	3,5

Tabella 3.26 Valori di altezza massima raggiunta dal flusso con simulazione in RAMMS

Partendo dai dati di altezza massima raggiunta dal flusso (Tabella 3.26), sono stati sommati i  $\Delta y$  di rialzo idraulico relativo alle diverse percentuali di ostruzione considerata in modo tale da poter valutare l'effettivo impatto del flusso con la struttura dei ponti crollati.

[%]	$\Delta y$	h
[-]	[m]	[m]
10	0,383	3,48
20	0,708	3,81
30	1,190	4,29
40	1,985	5,09
50	3,328	6,43
60	5,537	8,64
70	9,067	12,17
80	14,866	17,97
90	30,879	33,98

Tabella 3.27 Altezze massime con rialzo idraulico medio Ponte 1

Stando a valori ragionevoli di ostruzioni di circa il **20 %** della sezione (che rappresentano una diminuzione della sezione di deflusso di circa 1 m per lato) si può osservare come, nel caso del *Ponte 1* (Tabella 3.27) i valori di altezza del flusso risultanti da RAMMS sono assolutamente ragionevoli (solo per il primo ponte il parametro di altezza risultava soddisfatto già dai risultati di output del software).

Si riportano in seguito seguenti, i valori calcolati per il *Ponte 2 e 3* (Tabella 3.28 e 3.29) dove, sempre con riferimento a un'ostruzione del 20% circa del canale, si trovano valori compatibili con le effettive altezze raggiunte dal flusso e capaci di asportare le strutture.

### Ponte 2

[%]	$\Delta y$	h
[-]	[m]	[m]
10	1,153	3,15
20	2,384	4,38
30	3,124	5,12
40	3,428	5,33
50	5,947	7,85
60	10,167	12,07
70	16,970	18,87
80	28,177	30,08
90	58,769	60,67

Tabella 3.28 Altezze massime con rialzo medio *Ponte 2*

### Ponte 3

[%]	$\Delta y$	h
[-]	[m]	[m]
10	0,860	2,36
20	1,984	3,48
30	2,762	4,26
40	4,851	6,35
50	8,536	10,04
60	14,745	16,24
70	24,768	26,27
80	41,187	42,69
90	84,453	85,95

Tabella 3.29 Altezze massime per valori medi di rialzo *Ponte 3*

## 4. Opera di mitigazione del rischio

Prima di poter procedere con la scelta e la progettazione delle opere di messa in sicurezza dei centri abitati e delle infrastrutture vulnerabili, è necessario svolgere una modellazione geomeccanica che permetta di analizzare la pericolosità e il rischio derivanti dal fenomeno franoso.

La stima del rischio (R) richiede, come noto, la definizione di:

- **pericolosità** (*hazard, H*): probabilità che un evento con potenziale distruttivo si verifichi, con una certa *intensità I*, in una determinata area e determinato momento;
- **esposizione** (*exposure, E*): valutazione dell'entità del danno per gli elementi a rischio. Si determina un valore in termini economici del danno arrecato a strutture o vite umane coinvolte;
- **vulnerabilità** (*vulnerability, V*): rappresenta il grado di danneggiamento provocato ad uno o più elementi. Il valore può variare tra  $0 < V < 1$ , dove:
  - $V = 0$  elemento non danneggiato
  - $V = n\%$  grado di danno in percentuale
  - $V = 1$  elemento completamente distrutto
- **danno** (*damage, D*): è il parametro che mette in correlazione il grado di danneggiamento degli elementi con il relativo valore economico:

$$D = E * V$$

Attraverso la definizione di questo fattore, si può procedere con il calcolo del **rischio totale**.

Si definisce **rischio** o **rischio totale (R)** l'intensità del danno atteso in una data area e in un certo momento a causa di un determinato evento. Si può identificare una differenza sostanziale tra la definizione del **rischio** (risk, R) e quella di **pericolosità** (hazard, H) dovuta all'aspetto economico che nel caso del calcolo del rischio totale deve essere tenuto in conto. Infatti, in base alla tipologia di definizione che si utilizza per il fattore di pericolosità (H), si ha una conseguente formulazione per il calcolo del rischio (R):

$$\left. \begin{array}{l} \text{se } H = f(P, \text{probabilità}; I, \text{intensità}) \text{ e} \\ \text{potendo essere } I = f(V, \text{volume}; v, \text{velocità}; E, \text{energia}) \\ \text{allora il fattore di rischio } R = P * E * V \end{array} \right\}$$
$$\left. \begin{array}{l} \text{se } H = f(P, \text{probabilità}) \text{ e} \\ \text{allora il fattore di rischio } R = H * E * V \\ \text{essendo il fattore } V = f(I) \end{array} \right\}$$

si sottolinea che nella prima formulazione non si utilizza direttamente il fattore H poiché ricavato in funzione della probabilità, P, e dell'intensità, I, ed essendo anche il fattore V calcolato in funzione dell'intensità, I, si commetterebbe l'errore di considerare ripetutamente il parametro intensità.

Definiti tutti i parametri necessari, si utilizza una matrice che permette di andare a individuare la classe di rischio funzione di pericolosità e danno. Queste classi sono definite all'interno del *DPCM 29/09/1998* e confermate dal *DLgs 49/2010*:

R = H(P) × D		Hazard				
		H0	H1	H2	H3	H4
Damage (D = E x V)	D0	R1	R1	R1	R1	R1
	D1	R1	R2	R2	R3	R3
	D2	R1	R2	R3	R3	R4
	D3	R1	R2	R3	R4	R4
	D4	R1	R3	R3	R4	R4

Tabella 4.1 definizione del rischio R e relative classi

Si hanno dunque quattro classi (Tabella 4.1):

- **R1**, *rischio moderato*: i danni economici e sociali sono ritenuti marginali
- **R2**, *rischio medio*: possibili danni minori a edifici, infrastrutture e al patrimonio ambientale che non influenzano l'incolumità personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- **R3**, *rischio elevato*: si possono verificare danni funzionali ad edifici ed infrastrutture con conseguente inagibilità, problemi di incolumità delle persone e interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche;
- **R4**, *rischio molto elevato*: possibili perdite di vite umane e lesioni grave alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale nonché distruzione delle attività socioeconomiche.

#### **4.1. Strategie di mitigazione del rischio**

Gli interventi di mitigazione del rischio si distinguono in base alla fase di rischio sulla quale agiscono (pericolosità, vulnerabilità, valore, esposizione, etc.). Si possono ulteriormente classificare in: interventi *strutturali* e interventi *non strutturali*.

##### **Interventi non strutturali**

Questo genere di interventi non prevede la realizzazione di opere strutturali per ridurre il livello di rischio o di pericolo ma si focalizza su di pianificazione e gestione. Esempi di questo genere di interventi possono essere:

- *Riduzione del valore degli elementi a rischio*, si tratta dunque di pianificare e regolare il territorio limitando l'espansione urbanistica in zone instabili oppure evitando di abbandonare centri abitati;
- *Riduzione dell'esposizione degli elementi a rischio*, mediante la predisposizione di sistemi di monitoraggio e allerta, piani di evacuazione, delocalizzazione, etc., oltre ovviamente ad interventi di consolidamento sulle strutture e le infrastrutture;
- *Incremento della soglia di accettazione del rischio*, permettendo ai cittadini di essere più informati, più attenti e vigili; questo gli consente di accettare soglie di pericolo più elevate. A tale scopo bisogna effettuare una corretta descrizione del tipo di fenomeno e dei danni connessi, in modo tale che la comunità possa essere pronta a qualsiasi evenienza.

##### **Interventi strutturali**

Le opere strutturali sono invece quelle volte alla riduzione della pericolosità o della vulnerabilità e sono a carattere strettamente ingegneristico. Si distinguono in:

- *opere di prevenzione*, quando agiscono direttamente sull'innescò del volume potenzialmente instabile, riducendo la probabilità che un evento di certa magnitudo accada;
- *opere di protezione*, quando mirano a ridurre la probabilità che un evento franoso impatti contro l'elemento a rischio con una certa magnitudo.

Una volta individuata la tipologia di fenomeno che si innesca e le caratteristiche geomeccaniche che lo descrivono, si esegue l'analisi di instabilità senza la presenza di interventi di mitigazione, in modo da poter avere un quadro sulla gravità dei danni che provocherebbe l'evento. Solo successivamente si passa all'individuazione della tipologia di intervento e si ripete l'analisi per definire l'efficacia delle opere in correlazione con l'utilizzo di un piano di monitoraggio che garantisca che la loro efficienza perduri nel tempo.

## 4.2. Strutture di mitigazione per colate detritiche

Nel caso specifico della mitigazione del rischio per colate detritiche è difficile intervenire con opere di stabilizzazione all'innesco (*triggering*) che riducano la probabilità di verificarsi del fenomeno, ma solitamente si ricorre ad opere di controllo della propagazione del fenomeno e del suo deposito (*runout*).

Tali opere vengono solitamente realizzate in maniera combinata, con ordine e numero dipendete dalle caratteristiche morfologiche specifiche di ogni area d'intervento. Di fondamentale importanza è il riconoscimento della tipologia di fenomeno oggetto di studio e dei materiali coinvolti, a partire dall'innesco fino al deposito, tenendo conto della quantità di materiale erosa e implementata nel flusso. Dunque, ogni caso necessita di una specifica progettazione delle opere di mitigazione del rischio, in relazione anche alle risorse economiche disponibili.

Si distinguono le principali tipologie di opere di mitigazione del rischio da colata detritica, osservabili in *Figura 4.1* (D'Agostino, 2004):

- *opere di consolidamento*, che si realizzano nella zona di distacco per intervenire sulla probabilità che il fenomeno si verifichi. Si va ad intervenire sull'area del bacino superiore o su parti di materiale instabile che, durante la propagazione del flusso, potrebbero essere erose e coinvolte nel moto;
- *opere di trattenuta*, vanno ad agire direttamente sulla parte dinamica della colata con lo scopo di dissiparne l'energia e trattenerne parte della massa coinvolta;
- *bacino di deposito*, è un'area predisposta al deposito di parte del materiale coinvolto nella colata, posizionato generalmente tra due opere di trattenuta;
- *canale di smaltimento*, è l'ultima tipologia di elemento di mitigazione che permette alla parte di massa composta da acqua e sedimento fine di essere smaltita fuoriuscendo dal bacino di deposito.

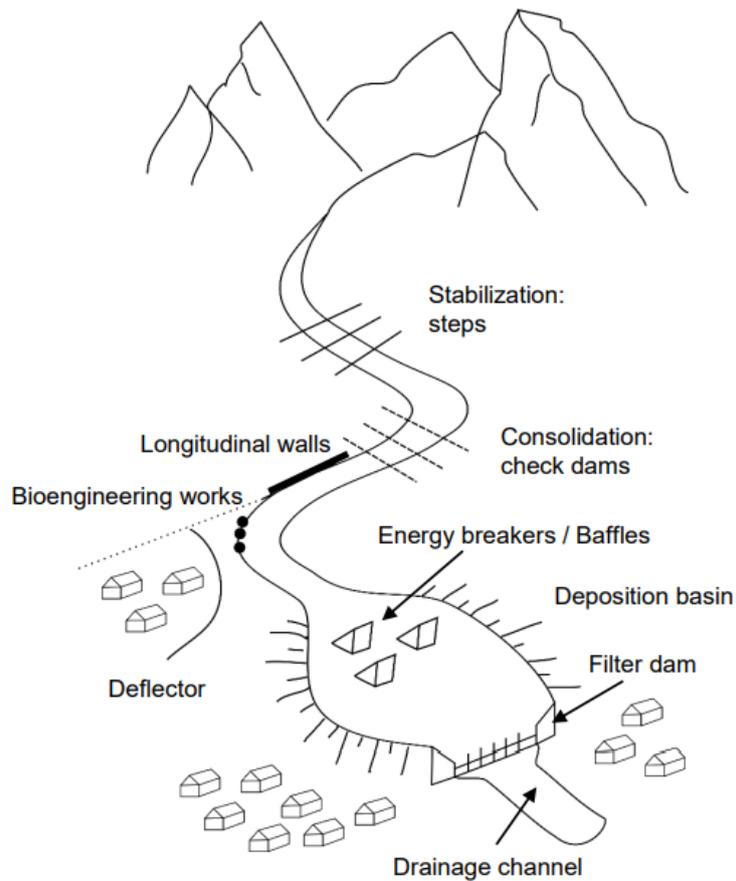


Figura 4.1 Opere di mitigazione strutturale per le colate (D'Agostino, 2004)

#### 4.2.1 Opere di consolidamento

Le opere di consolidamento vengono realizzate per ridurre la probabilità che un fenomeno si verifichi, e dunque installate nel canale in testata, su parti di materiale che potrebbero essere erose e coinvolte nel flusso.

Generalmente sono *opere trasversali* rispetto all'asta del canale principale che possono essere realizzate in diversi modi e materiali con lo scopo di ridurre l'erosione, *Figura 4.2*, sia della parte bassa del canale (1) che delle sponde (2).

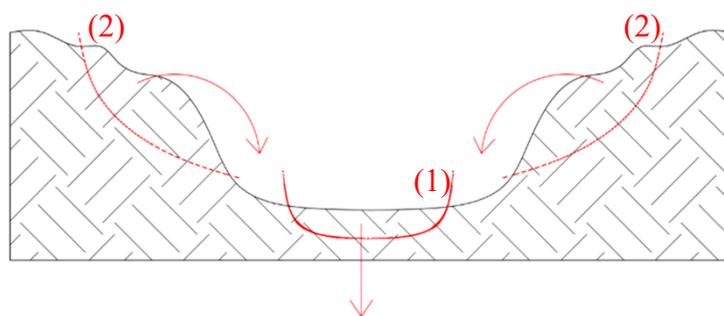
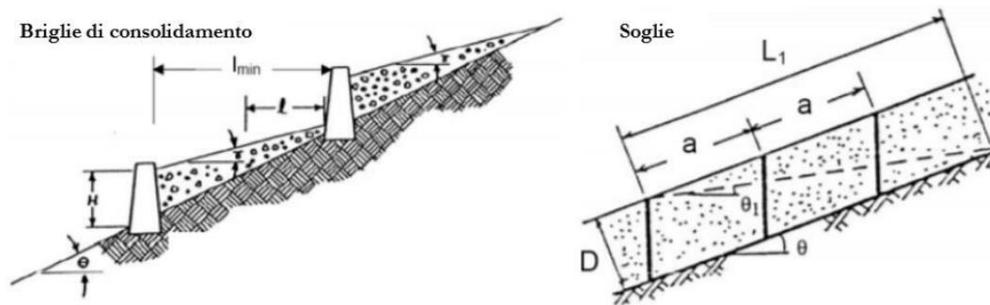


Figura 4.2 Modello di erosione del canale

Tali opere trasversali cercano di stabilizzare il versante riducendo, attraverso la loro realizzazione, la pendenza del versante. Sono costruite generalmente in calcestruzzo armato o massi, legname oppure gabbioni, e restituiscono un profilo gradonato mediante l'inserimento di un determinato numero di opere realizzate in successione ad una data distanza. Quello che si ottiene è un profilo composto da molteplici tratti, aventi pendenza inferiore di quella iniziale (definita *pendenza di stabilizzazione*).

Si possono realizzare due differenti tipologie di opere di consolidamento (*Figura 4.3*):

- *briglie di consolidamento* (VanDine, 1996) sono costruite in serie nella zona di trasporto del canale e sono utilizzate per ridurre la pendenza. Realizzate con opere trasversali che fuoriescono dal profilo topografico con lo scopo di impedire la retrogressione della zona di distacco;
- *soglie di stabilizzazione* (D'Agostino, 2004) vengono inserite nel terreno, quindi sono opere che non sporgono dal profilo topografico, trasversalmente al canale con lo scopo di stabilizzare la porzione di terreno facilmente erodibile.



*Figura 4.3 Opere di controllo mediante briglie di consolidamento (VanDine, 1996) e soglie di stabilizzazione (D'Agostino, 2004)*

All'interno del quadro normativo italiano non esistono prescrizioni che regolamentino la progettazione di questo tipo di opere di consolidamento ma, in generale per le opere di mitigazione del rischio, si fa riferimento a delle *linee guida* che derivano dall'esperienza e dall'osservazione di sperimentazioni in situ.

Si procede dunque, per le briglie di consolidamento (inglese “*check dams*”), seguendo lo schema di progetto (*Figura 4.3*) avente il versante con *pendenza iniziale*  $\theta$ , sul quale si vanno a realizzare le opere che comportano una netta riduzione dell'inclinazione, con *pendenza di compensazione*  $\gamma$  che ha valori compresi tra  $6^\circ < \gamma < 12^\circ$ , sfruttando perciò valori inferiori a  $12^\circ$  che comportano un'erosione poco marcata e evitano l'innescarsi dell'instabilità (che solitamente si verifica per

valori  $> 15^\circ$ ), ma comunque superiori a  $6^\circ$  per evitare che si formino dei bacini di deposito (Benini, 1990).

Il valore della distanza tra due briglie successive ( $l_{min}$ ) è funzione di due fattori:

- $l$ , ovvero la distanza orizzontale tra la briglia e il punto più lontano impattato e scavato dal flusso che oltrepassa l'opera stessa;
- $H$ , altezza delle briglie che viene rapportata con la differenza tra le pendenze iniziale e di stabilizzazione, ed è solitamente compresa tra  $2,5 < H < 7 \text{ m}$  in base alla tipologia di materiale:
  - $H \leq 3 \text{ m}$  per strutture in cemento o pietre
  - $H > 3 \text{ m}$  per strutture in cemento armato rinforzato con forma  $\perp$  o L

Si ha perciò che (VanDine, 1996):

$$l_{min} > 0,8 * l \quad (4.1)$$

$$l_{min} < \frac{H}{\tan\theta - \tan\gamma} \quad (4.2)$$

Le due formulazioni per il calcolo di  $l_{min}$  tengono conto del fatto che il flusso non debba impattare sulla briglia successiva (4.1) e tantomeno provocare instabilità nella fondazione della briglia scalzandola al piede (4.2).

Per stimare il valore di  $l$ , quindi della distanza tra la briglia e la buca di scavo generata dal flusso, si utilizza una relazione empirica (4.3) che è funzione della portata massima coinvolta nella colata,  $Q_d$ , dell'altezza delle briglie,  $H$ , e della lunghezza trasversale della sezione di deflusso, la gaveta (inglese "crest"),  $L_c$ .

$$l = 8,4 * \left[ \frac{\left( \frac{Q_d}{L_c} \right)^2}{g} \right]^{\frac{1}{3}} + 0.6H \quad (4.3)$$

Un elemento importante per la progettazione delle briglie è dunque la gaveta che identifica la porzione di deflusso dell'opera di consolidamento individuata come un'area ribassata nel prospetto dell'opera (Figura 4.4).

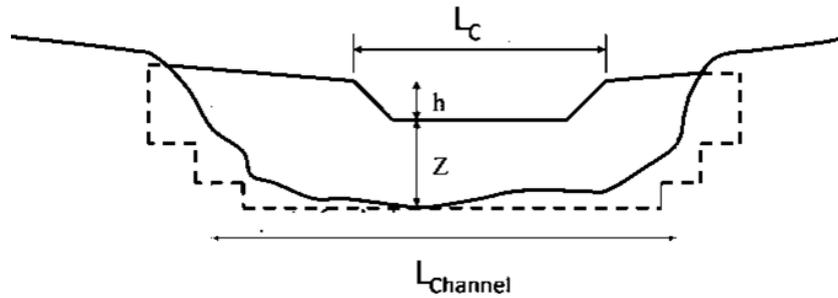


Figura 4.4 Prospetto della briglia con gaveta (Pirulli, 2021)

La gaveta ha tipicamente una forma trapezoidale, con muri laterali inclinati di  $\alpha = 45^\circ$ , ed è generalmente posizionata centralmente o lateralmente con lo scopo di trasmettere il flusso e impedire l'erosione delle sponde. Si ha che i valori di larghezza (4.4) e altezza (4.5) dell'apertura sono:

$$L_c \sim 0,5 * L_{canale} \quad (4.4)$$

$$h = 0,7 * \left(\frac{Q_d}{L_c}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (4.5)$$

Tali opere di consolidamento hanno dunque lo scopo di andare a ridurre la capacità erosiva del flusso agendo sull'inclinazione del versante che comporta una conseguente riduzione della velocità del moto.

Le *soglie di stabilizzazione* (inglese "steps") hanno lo scopo di limitare l'erosione stabilizzando il materiale facilmente trasportabile. Con riferimento alla *Figura 4.3*, si evidenzia che, in questo caso, non avviene l'innesco ma si mobilita materiale a causa dell'erosione locale provocata dal fenomeno di colata. Alla base dello spessore erodibile  $D$  è presente un substrato roccioso. Per la realizzazione della gradonatura, viene definita la distanza tra due gradoni,  $a$ , in funzione dell'angolo d'inclinazione iniziale del versante  $\theta$ , e dell'angolo di equilibrio limite per l'innesco dei debris flow,  $\theta_1 = 14^\circ \div 15^\circ$  (Takahashi, 1991). In realtà non avviene l'innesco ma avviene l'erosione, quindi la mobilitazione di materiale è dovuta all'erosione locale causata dal fenomeno di colata e non ad un distacco per instabilità

Si definiscono dunque la lunghezza del tratto da stabilizzare,  $L_1$  (4.6), e il conseguente passo da mantenere tra le opere trasversali,  $a$  (4.7):

$$L_1 = \frac{D}{\tan(\theta - \theta_1)} \quad (4.6)$$

$$a < 1,5 L_1 \quad (4.7)$$

Le opere di consolidamento possono essere realizzate anche nelle zone di transito come *opere longitudinali*, dei veri e propri muri longitudinali inseriti lungo gli argini del canale, con lo scopo di limitare l'erosione delle sponde e l'aumento dell'incisione sul versante. Tali opere possono essere realizzate a gravità oppure ancorate per aumentarne la stabilità, sottoposte alle classiche verifiche eseguite per le opere di sostegno e a verifica strutturale che tenga conto dell'impatto con la massa in movimento. Si possono installare anche manufatti di ingegneria naturalistica che impieghino materiali locali per limitare l'impatto ambientale (*Figura 4.5*).



*Figura 4.5 Opere di consolidamento trasversali (a sinistra e al centro) e longitudinali (a destra) (Pirulli, 2021)*

#### **4.2.2 Opere di trattenuta**

Muovendosi verso valle lungo il canale di propagazione, le opere di mitigazione che possono essere realizzate cambiano poiché diversa è la dinamica che caratterizza il flusso, infatti in direzione del fondo valle si comincia ad assistere alla deposizione del materiale coinvolto nella colata. Per evitare che la deposizione vada ad impattare in maniera irreversibile sui centri abitati, che generalmente sono localizzati nella zona di conoide, si inserisce un sistema di opere di trattenuta che abbia la capacità di contenere parte del materiale trascinato nel fenomeno.

Si identificano dunque (Huebl & Fiebige, 2005):

- *briglie frangicolata (Figura 4.6)*, sono elementi che cercano di ridurre la velocità del materiale per favorirne la deposizione nel bacino di deposito. Vengono generalmente realizzate con una disposizione 'a pettine' e hanno l'intento di arrecare un vero e proprio disturbo del flusso: tra gli elementi, contrafforti in calcestruzzo armato aventi una copertura di protezione contro l'impatto dei massi, c'è una grande spaziatura che ha lo scopo di trattenere materiale più grossolano, che caratterizza il fronte della colata. Questo genere di opere si installano a monte del conoide di deposizione e sono indicate per flussi con velocità  $v > 1,5 \text{ m/s}$ .



*Figura 4.6 Briglia frangicolata nel torrente di Chieppena, Trento (D'Agostino V. , 2005)*

- *bacino di deposito* (Figura 4.7), è un allargamento che può essere individuato in un'area a pendenza minore che favorisce il deposito dei materiali precedentemente rallentati, e vengono realizzati in funzione delle caratteristiche del sito, generalmente in presenza di una espansione naturale dell'incisione. Possono essere anche costruiti artificialmente con l'utilizzo di terreno o di calcestruzzo armato. Solitamente viene posta all'uscita del canale del bacino una briglia filtrante che ha lo scopo di rallentare ulteriormente il flusso e facilitare il deposito della massa.



*Figura 4.7 Bacino di deposito (D'Agostino V. , 2005)*

- *briglie filtranti*, questa tipologia di opere ha lo scopo filtrare il materiale fine che defluisce dal bacino, trasportato dalla componente d'acqua della massa, attraverso le aperture che si individuano nel corpo solido della briglia. Negli anni '60 queste briglie erano lasciate a corpo pieno, ovvero l'area delle aperture era molto ridotta, con lo scopo di trattenere all'interno di esse più materiale possibile, cosa che però si dimostrò controproducente dato le forti sollecitazioni dinamiche agenti sull'opera e l'inefficacia assunta nel momento di massima piena, non essendo più in grado di far defluire il flusso.

La tipologia di briglie filtranti che viene ad oggi utilizzata, è costituita da un corpo con apertura centrale dove viene installato un filtro, che permette di selezionare il materiale trasportato dal flusso, per questo vengono anche definite *briglie selettive*. Si utilizzano differenti tipologie di filtro in base allo scopo che si vuole perseguire:

- *ritenzione*, per trattenere materiale grossolano da rimuovere con mezzi meccanici;
- *dosaggio*, si trattiene in maniera temporanea la parte di sedimento più fine che verrà poi rimossa naturalmente dalla corrente;
- *filtraggio*, per permettere all'acqua di defluire e arrestare invece la parte grossolana di sedimento;
- *dissipazione d'energia*, ridurre la velocità trattenendo i blocchi più grandi.

In funzione del tipo di fenomeno e del tipo di flusso che si vuole mitigare, è possibile definire diverse tipologie di briglia filtrante aperta, dove l'apertura cambia in base allo scopo che si vuole perseguire installandole (*Figura 4.8*).



*Figura 4.8* Tipologie di briglie filtranti (a) a finestre; (b) a fessura; (c) a reticolo; (d) a pettine (Pirulli, 2021)

### **Briglie a finestre e a fessura**

Vengono utilizzate con la funzione di dosaggio e dissipazione energetica. Sono caratterizzate dalla presenza di un taglio sviluppato in altezza o in larghezza che permette il transito di ordinarie portate (*Figura 4.8 (a) e (b) e Figura 4.9*). Durante le piene, per effetto della parziale chiusura delle ali, viene innescato un rigurgito che rallenta naturalmente il fenomeno, con conseguente

deposizione del materiale. Terminata la piena, il flusso di corrente ordinario asporta il materiale depositato e lo trasporta verso valle (funzione autopulente). In realtà queste opere non sono perfettamente autopulenti e possono richiedere interventi di pulizia che possa garantirne l'efficienza.

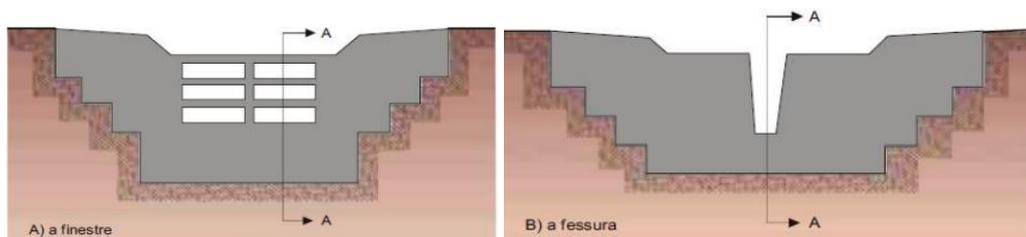


Figura 4.9 Briglie a finestre e a fessura (Pirulli, 2021)

### **Briglie a reticolo e a pettine**

Questa tipologia di opera viene generalmente utilizzate per il filtraggio e la dissipazione energetica (Figura 4.8 (c) e (d) e Figura 4.10). L'obiettivo per cui vengono realizzate è quello di andare a trattenere il trasporto solido di fondo, oltre al materiale galleggiante. Esse hanno la capacità di bloccare materiali che potrebbero creare problemi di ostruzione delle zone di deflusso durante le piene (ad es. tronchi). A differenza delle briglie a finestre o a fessura, esse non hanno una capacità autopulente anzi necessitano di manutenzione immediata per ripristinarne la funzionalità, poiché vengono completamente ostruite ogni volta che si verifica un evento di colata detritica.

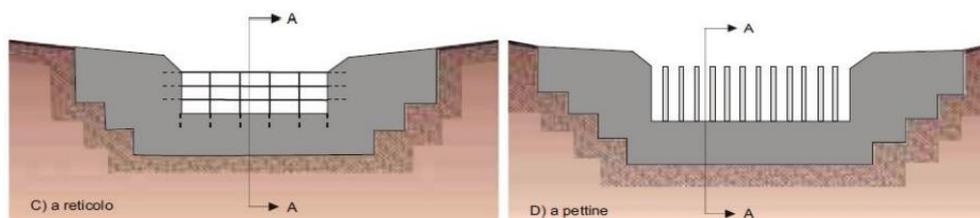


Figura 4.10 Briglie a reticolo e a pettine (Pirulli, 2021)

Tra le barriere aperte a reticolo possono essere considerate le *reti paracolte* flessibili ad anelli (C.Wendeler&A.Wolkwein, 2007). Questo genere di opera nasce in principio come opera di difesa contro la caduta dei massi ma recentemente sono state utilizzare come contromisura anche per fenomeni di colata. Esse presentano diversi vantaggi rispetto alle classiche strutture in calcestruzzo armato come ad esempio la veloce installazione, minore impatto ambientale, semplice ripristino delle condizioni iniziali dopo un evento e soprattutto, essendo esse opere flessibili, sono più adatte all'assorbimento energetico dell'impatto. Possono essere installate nell'alveo avente larghezza variabile e vengono ancorate agli argini attraverso ancoraggi auto-perforanti.

I sistemi flessibili sono realizzati da reti ad anelli in filo d'acciaio ad alta resistenza, sono sostenute sia inferiormente che superiormente da cavi in acciaio interposti a elementi di dissipazione. Le funi di supporto hanno un determinato numero di asole frenanti, ancoraggi flessibili e un dispositivo di protezione dall'abrasione (Geobruigg, 2021). Sulla base della tipologia di fenomeno e del materiale coinvolto nel flusso, viene definita la dimensione della maglia della rete e solitamente, per ottenere migliori prestazioni, si sovrappongono due reti con dimensioni differenti (Figura 4.11).



Figura 4.11 Barriera in rete riempita con successo dopo un fenomeno di colata (Geobruigg, 2021)

#### 4.2.3 Canale di smaltimento

Il canale di smaltimento garantisce che, nel tratto compreso tra l'ultima briglia di trattenuta e il collettore di fondo valle, ci sia un transito ottimale dei flussi ad alta concentrazione solida. Bisogna sempre considerare, durante il dimensionamento del canale, che in esso possa fluire una parte residua della portata di progetto, anche nel caso in cui che le opere di trattenuta a monte abbiano prestazioni ottimali. Gli obiettivi da perseguire durante la fase di progettazione preliminare sono (Huebl & Fiebige, 2005):

- evitare il deposito di materiale all'interno del canale per non indurre la completa ostruzione dell'area di deflusso, provocando esondazioni;
- limitare la velocità per direzionare in maniera ottimale il flusso nelle zone di curvatura molto strette, mediante l'utilizzo di smorzatori costituiti da salti idraulici di  $0,5 \div 0,7 \text{ m}$ .

Per fare in modo che il transito possa avvenire in maniera fluida, il canale deve essere il più possibile lineare con una pendenza possibilmente costante ed utilizzare curvature ad ampio raggio nel caso di cambi di direzione. Si prediligono sezioni aventi forma parabolica, semicircolari o ad "U", poiché la configurazione curvilinea determina una distribuzione uniforme degli sforzi tangenziali e una conseguente minore formazione di depositi. Si evitano perciò sezioni a spigoli

vivi. Generalmente viene realizzato un irrigidimento del fondo e delle sponde utilizzando materiale lapideo (*Figura 4.12*), posto a secco o legato con malta cementizia, per evitare l'azione erosiva e favorire il deflusso.



*Figura 4.12 Canale di smaltimento rivestito con blocchi lapidei (Pirulli, 2021)*

### **4.3. Ipotesi di intervento di difesa**

Nel seguito si riporta un'ipotesi di intervento relativa al caso studio in esame.

Dall'analisi numerica svolta, si evidenzia come le masse coinvolte siano estremamente elevate già a partire dall'innescò dell'evento. Si parla infatti di un volume di massa mobilitatosi di circa  $6000 m^3$  che, proseguendo il moto nella zona di runout, ha avuto la possibilità di aumentare a seguito dell'erosione dei sedimenti presenti in alveo e del trascinamento di materiale lapideo e ligneo. Tenendo conto di ciò, si ipotizza come si potrebbe intervenire per mitigare gli effetti di questo fenomeno mettendo in sicurezza il centro abitato nel caso in cui un'eventuale colata si inneschi di nuovo lungo lo stesso percorso.

Prima di poter procedere con la definizione delle tipologie di opere da realizzare, si effettua un'indagine sulle pendenze massime caratterizzanti l'alveo all'interno del quale si è propagato il fenomeno. Con l'utilizzo del software QGis, si va a tracciare il percorso seguito dal debris flow (*Figura 4.13*) e se ne ricava il profilo topografico (*Figura 4.14*) utile per determinare il dato d'inclinazione.

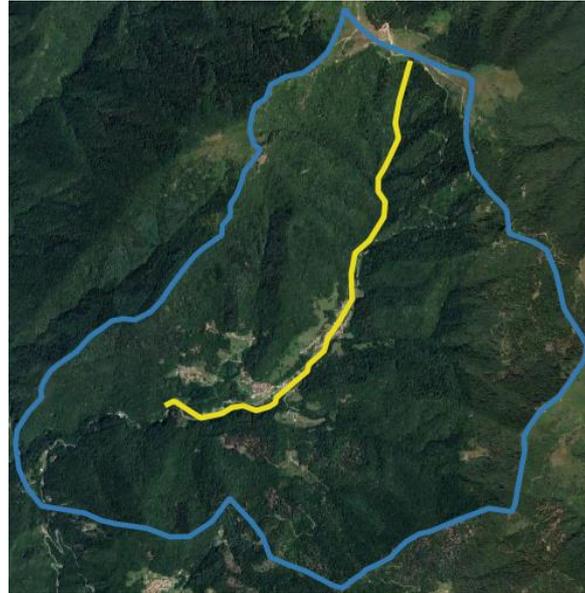


Figura 4.13 In giallo la traccia del percorso seguito dalla colata detritica all'interno del bacino (in blu) di Camasco (VC)

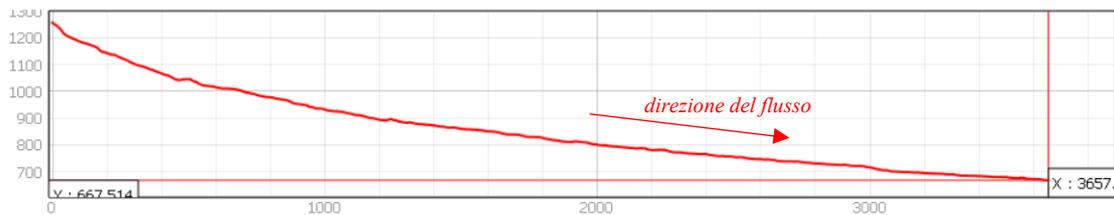


Figura 4.14 Profilo topografico del percorso di debris flow (lungo x la distanza dal punto di innesco e lungo y l'altitudine)

Dall'osservazione del profilo topografico, è stata individuata la zona a media pendenza dove poter intervenire con le opere di mitigazione del rischio. Dividendo infatti il profilo in quattro tratti omogenei, è stato possibile calcolare la pendenza media di ognuno (Figura 4.15).

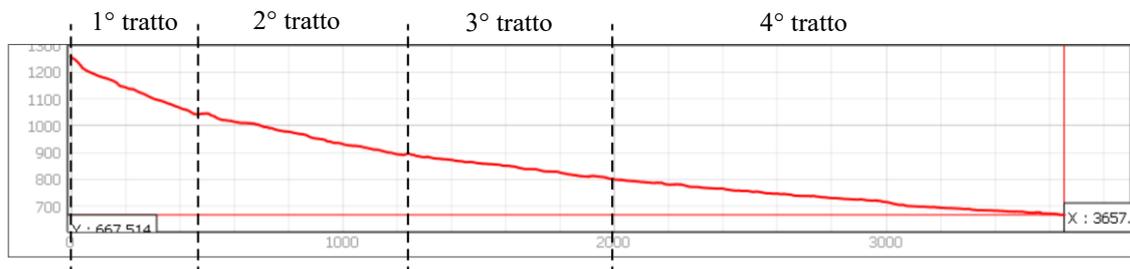


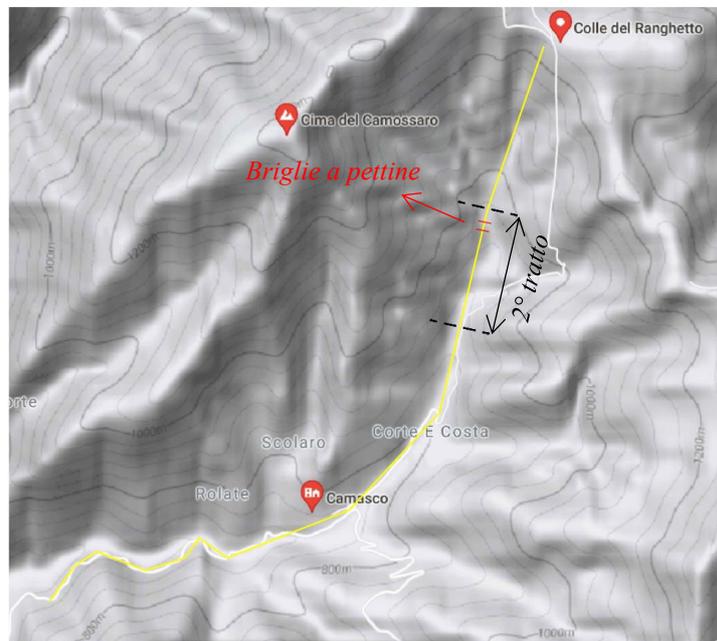
Figura 4.15 Profilo topografico ed individuazione dei tratti omogenei

Il primo tratto è caratterizzato da una forte pendenza del versante,  $\vartheta_1 = 28^\circ$ ; per il secondo la pendenza decresce in maniera notevole, arrivando ad un valore di  $\vartheta_2 = 13^\circ$  mentre per il terzo e quarto tratto (dove quest'ultimo identifica il percorso seguito all'interno del centro abitato) le pendenze sono dell'ordine delle  $\vartheta_{3-4} = 5 \div 6^\circ$ .

Si ipotizza di intervenire con delle *opere di trattenuta* poiché ritenute le più adatte a ridurre le masse in movimento e permettere comunque un corretto e continuo deflusso della miscela di acqua e sedimenti fini. L'installazione di questa tipologia di strutture è stata ipotizzata nel secondo tratto e prevede l'azione combinata di *briglie filtranti a pettine* e *reti paracolate*.

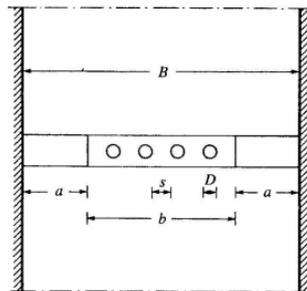
#### 4.3.1 Briglie filtranti a pettine

Le briglie filtranti rientrano tra le opere di mitigazione trasversali che vengono realizzate con lo scopo di trattenere parte del materiale coinvolto nel flusso di colata detritica. Proprio per perseguire l'intento si è deciso di ipotizzare l'installazione di questa struttura all'apice del secondo tratto avente pendenza  $\vartheta_2 = 13^\circ$ , indicato in *Figura 4.16*.



*Figura 4.16 Definizione posizione briglie a pettine (immagine da GoogleEarth)*

Per procedere con il predimensionamento delle briglie a pettine, si parte dalla caratterizzazione geometrica del filtro (Ferro, 2007), *Figura 4.17*, che è definito dal rapporto tra lo spazio disponibile di apertura tra gli elementi verticali,  $l_r$ , e la larghezza del canale,  $B$ .



*Figura 4.17 Sezione del canale con briglia a pettine (Ferro, 2007)*

Si ha dunque che il *rapporto di strozzamento*,  $r$ , del canale è:

$$r = \frac{l_r}{B} = \frac{3^{3/2} g q_1}{\left(\frac{2gq_1}{V_1} + V_1^2\right)^{3/2}} \quad (4.8)$$

Dove possono essere definiti i valori di:

- $q_1 = \text{valore di portata} = \frac{Q_d}{B}$  con  $Q_d$  valore della portata di progetto
- $V_1 = \text{velocità a monte della barriera definita in funzione del diametro delle particelle che si vogliono arrestare}$  (Ferro, 2007)

Autore	$d$ (mm)	$V_c$ (cm s <sup>-1</sup> )
Sanjon	25	70
	40	143
	100	214
	170	286
	380	429
	670	521
Kramer	0.558	34.5
	0.706	34.3
	0.800	35.0
USWES	4.0770	57.7
	0.5861	32.8
	0.5409	29.9
	0.5246	26.5
	0.5056	27.5
	0.4828	25.8
Indri	0.3470	23.0
	0.3100	20.4
	0.2000	19.0
	0.3240	21.5
	0.4340	28.2
	2.5	63.2
	4.0	92.3
	20.0	70.5
	45.0	92.3
	80.0	145.0
	125.0	155.3
58.0	145.5	
58.8	145.0	

Tabella 4.2 Definizione della velocità  $V_c=V_1$  in relazione al diametro delle particelle arrestate (Ferro, 2007)

Si definisce perciò:  $l_r = r * B$  (4.9).

Da qui, fissato il diametro,  $D$ , e il numero,  $n$ , di elementi verticali costituenti il filtro, si ricavano gli altri parametri geometrici quali:

- *interspazio*,  $s = \frac{l_r}{n+1}$
- *larghezza della gaveta*,  $b = l_r + nD$
- *larghezza delle ali della briglia*  $a = \frac{B-b}{2}$

Si riportano i calcoli di predimensionamento di una ipotetica briglia selettiva da realizzare all'apice del tratto individuato.

Il primo fattore da definire in riferimento all'equazione (4.8) è il valore della velocità  $V_1$ , funzione del diametro delle particelle che si vogliono arrestare. Dato che la colata detritica è composta fino al 77% da una parte solida di  $\phi > 2\text{ mm}$  (per  $2 < \phi < 4\text{ mm}$  *ghiaie fini*), si ipotizza di arrestare la parte di sedimento più grossolano con  $\phi > 40\text{ mm}$ .

Utilizzando la *Tabella 4.2*, secondo l'approccio di Sanjon, al valore di diametro ipotizzato corrisponde un valore di *velocità*  $V_1 = 1,43\text{ m/s}$ . Conoscendo il valore di *portata*  $Q_d = 140\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$  e della *larghezza del canale*  $B = 12\text{ m}$ , si hanno (*Tabella 4.3*):

$V_1$	$Q_d$	$B$	$q_1$	$g$	$r$	$l_r$
[m/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> /s]	[m/s <sup>2</sup> ]	[-]	[m]
1,43	140	12	11,67	9,81	0,29	3,46

*Tabella 4.3 Valori per dimensionamento della briglia selettiva*

Trovati i valori di:

- $r = 0,29\text{ m}$  rapporto di strozzamento
- $l_r = 3,46\text{ m}$  spazio disponibile di apertura tra gli elementi verticali

Si ipotizzano il numero  $n$  e il diametro  $D$  degli elementi verticali, dopo aver effettuato un'indagine su diversi progetti già esistenti sul territorio settentrionale italiano.

$n$	$D$	$s$	$b$	$a$
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]
4	0,6	0,69	5,86	3,07

*Tabella 4.4 Dettagli geometrici dimensioni della briglia selettiva (con riferimento alla Figura 3.17)*

Sono state definite le dimensioni di (*Tabella 4.4*):

- *interspazio*,  $s = \frac{l_r}{n+1} = 0,69\text{ m}$
- *larghezza della gaveta*,  $b = l_r + nD = 5,86\text{ m}$
- *larghezza delle ali della briglia*  $a = \frac{B-b}{2} = 3,07\text{ m}$

### 4.3.2 Reti paracolate

Nel caso del dimensionamento delle reti paracolate si fa riferimento al software di calcolo messo a disposizione dall'azienda Geobrugg e al relativo manuale d'uso.

Le reti paracolate possono essere assimilate a delle opere di trattenuta e considerate come delle briglie a reticolo. Esse hanno il vantaggio di possedere un sistema di montaggio estremamente all'avanguardia, che permette di ridurre i costi e le difficoltà legate alla realizzazione di un'opera in calcestruzzo armato, infatti vengono direttamente trasportate e installate in quota con l'ausilio di elicotteri senza dover ricorrere a mezzi pesanti da mobilitare lungo il versante.

Il software DEBFLOW fornito dall'azienda Geobrugg permette di dimensionare sistemi flessibili di protezione contro le colate detritiche costituiti dalla rete ad anelli in filo d'acciaio ad alta resistenza, funi di supporto con un determinato numero di asole frenanti, ancoraggi flessibili e un dispositivo di protezione dall'abrasione appositamente progettato (Figura 4.18). Il software DEBFLOW analizza la stabilità del sistema di barriera scelto e calcola le forze dinamiche e idrostatiche che appaiono durante il processo di riempimento e lo straripamento. Il dimensionamento degli ancoraggi nei pendii deve essere effettuato con attenzione a rispettare le condizioni geologiche prevalenti (Geobrugg, 2021).

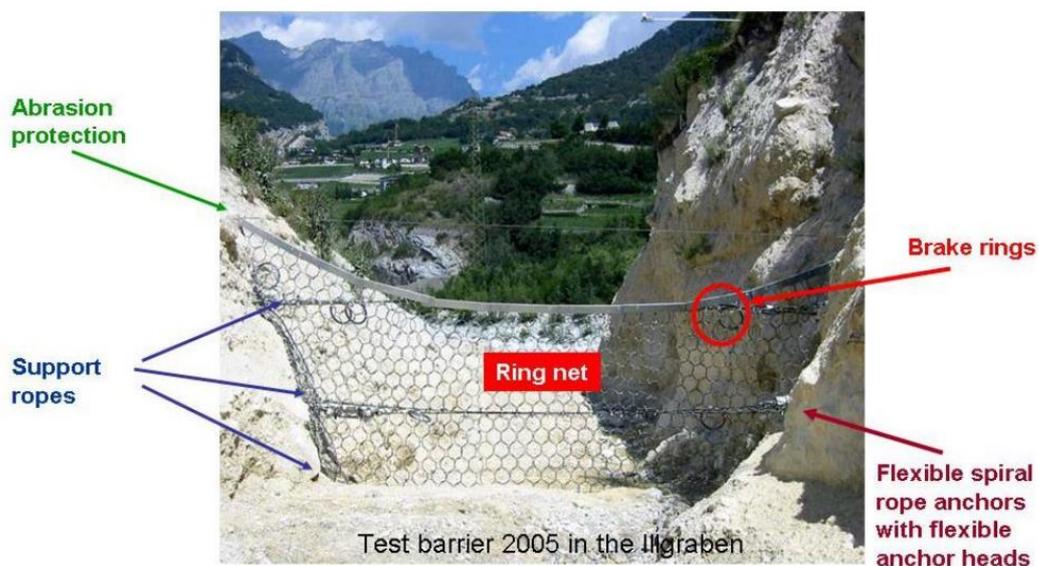


Figura 4.18 Componenti di una barriera flessibile VX installata ad Illgraben nel 2005 (Geobrugg, 2021)

L'azienda Geobrugg utilizza all'interno del suo software i parametri relativi a due tipologie di reti da loro prodotte, che si differenziano per forma, pressioni massime trattenute e larghezza sommitale. Si hanno dunque le barriere UX e quelle VX.

Le barriere UX (Figura 4.19) sono indicate per torrenti ampi, dato che riescono a raggiungere una larghezza sommitale massima di  $\approx 25$  m, e riescono a sopportare pressioni fino a

180  $kN/m^2$  con un'altezza di soli 6 m. Possono prevedere la presenza di montanti verticali che vengono installati con una fondazione in cemento armato e permettono di aumentare la stabilità della rete.

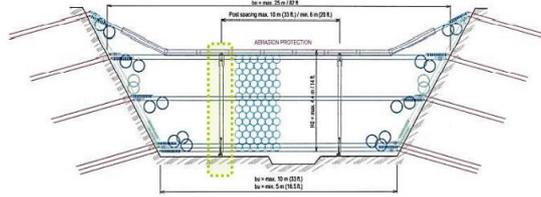


Figura 4.19 Barriera UX (Geobrugg, 2021)

Le barriere VX (Figura 4.20) invece sono indicate per alvei più stretti e raggiungono larghezze sommitali massime  $\approx 15$  m. La pressione massima che riescono a sopportare è di circa 160  $kN/m^2$  per un'altezza di 6 m.

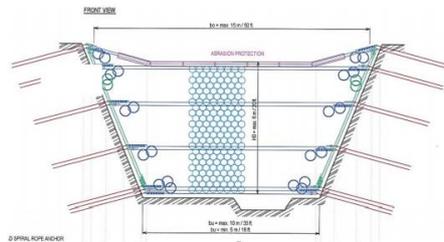


Figura 4.20 Barriera VX

Si ipotizza dunque di installare le reti paracolate nella parte finale del tratto preso come riferimento (Figura 4.21), a monte della zona urbanizzata dal centro di Camasco (VC) a valle della briglia selettiva.

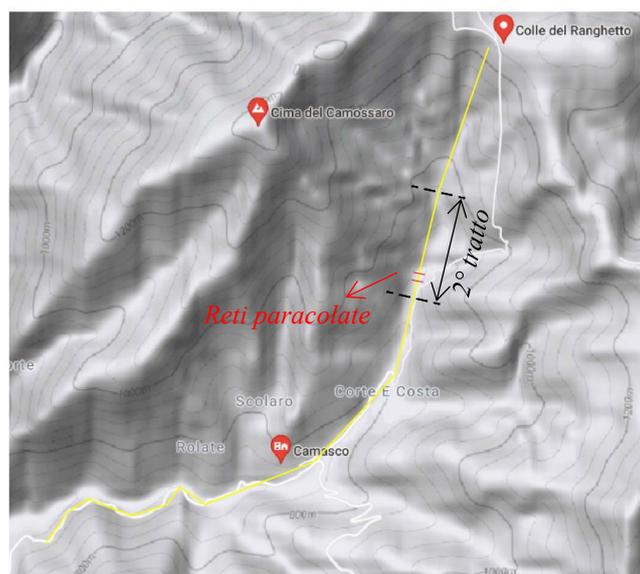


Figura 4.21 Definizione posizione reti paracolate (immagine GoogleEarth)

Utilizzando il software fornito da Geobrugg, si ipotizza l'installazione di reti paracolate capaci di trattenere un volume massimo di circa  $1000 \text{ m}^3$ , assumendo che l'opera di trattenuta posta a monte, sia in grado di ridurre drasticamente le portate coinvolte e soprattutto impedire l'erosione dell'alveo.

Il comportamento delle colate detritiche è diverso in base alla morfologia del sito e alle caratteristiche del materiale coinvolto, e fenomeni agenti nello stesso torrente possono anche non avere gli stessi effetti. Si possono comunque specificare una serie di parametri comuni di ingresso all'interno del software di Geobrugg. Questi intervalli (*Tabella 4.5*) di parametri sono relativi a (Iverson, 1997):

Parametri	Segno breve [ ]	Valore di default	Valore minimo	Valore massimo
Densità del flusso granulare	$\rho_{\text{granulare}}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2200	1900	2300
Densità flusso di fango	$\rho_{\text{fango}}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1800	1600	2000
Volume della colata detritica	$V_{\text{totale}}$ [m <sup>3</sup> ]	1000	100	10000
Portata di picco	$Q_P$ [m <sup>3</sup> /s]	50	1	100

*Tabella 4.5 Parametri d'ingresso della colata detritica (Geobrugg, 2021)*

Utilizzando i parametri d'ingresso, si accede all'interfaccia di input del software di Geobrugg che permette di valutare l'efficienza delle reti paracolate che si vogliono installare. Selezionando la tipologia di rete che si ritiene più adatta, in automatico vengono inseriti e valutati dal programma le caratteristiche geometriche e funzionali, in base al fattore di sicurezza globale FS che viene imposto. Solitamente  $1,0 < FS < 1,5$  e viene definito in base al potenziale di rischio (C.Wendeler, 2009).

Nell'ipotesi di installare una barriera nel punto individuato a valle della briglia selettiva, per un canale stretto come quello in esame ( $B = 12 \text{ m}$ ) si opta per una *barriera VX* che possa sopportare le pressioni massime raggiunte dal flusso, stimate durante l'analisi con il software RAMMS::DEBRISFLOW. Dato che il valore di pressione lungo l'asta di propagazione del fenomeno ha raggiunto picchi di  $120 \text{ kPa}$ , si ipotizza di installare la barriera *Tipo VX140-H4* (*Tabella 4.6*):

Sistema di barriera standard	Altezza massima $H_{\text{max}}$ [m]	larghezza massima in sommità $b_{o,\text{max}}$ [m]	larghezza massima alla base $b_{u,\text{max}}$ [m]
Tipo VX060L-H4	4	10	5
Tipo VX080-H4	4	15	8
Tipo VX140-H4	4	15	8
Tipo VX100-H6	6	15	10
Tipo VX160-H6	6	15	10

*Tabella 4.6 Caratteristiche geometriche barriere VX (Geobrugg, 2021)*

Non si riporta tutta la modalità di utilizzo del software poiché si è svolta semplicemente un'ipotesi di intervento che preveda la mitigazione completa del rischio attraverso opere di trattenuta da realizzare con lo scopo di arrestare la maggiore quantità possibile di massa in movimento dalla colata.

#### 4.4. Verifiche normative da effettuare sulle briglie filtranti

La progettazione delle briglie filtranti prevede che si proceda alle verifiche geotecniche e strutturali considerando l'opera come un muro di sostegno a mensola. La procedura da seguire fa riferimento alle NTC 2018, all'EC7 e all'EC2.

La procedura che deve essere seguita è quella per la definizione degli stati limite ovvero quei meccanismi che possono innescare uno "stato limite ultimo" (SLU) e prevedono verifiche che tengono conto dell'incertezza mediante l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza.

Le normative prevedono diverse categorie di SLU, per ognuna delle quali sono prescritti coefficienti parziali specifici:

- EQU: rappresenta lo SLU per perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura considerati come corpo rigido;
- STR: gli elementi strutturali raggiungono la resistenza di SLU;
- GEO: lo SLU raggiunto dalla resistenza del terreno che interagisce con la struttura, comportando lo sviluppo di meccanismi di collasso;
- UPL: stato limite raggiunto dalla struttura o dal terreno per effetto della sottospinta dell'acqua;
- HYD: è lo stato limite causato dall'erosione del terreno a causa di elevati gradienti idraulici di filtrazione.

Nell'ambito di progettazione e verifica delle briglie selettive, si dovrebbero attuare le verifiche di stato limite ultimo per EQU, STR e GEO.

Per ogni SLU si considerano rispettare le verifiche quando:

$$E_d \leq R_d \quad (4.10)$$

Dove  $E_d$  rappresenta l'azione agente di progetto mentre  $R_d$  è il valore di resistenza di progetto del sistema:

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (4.11)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (4.12)$$

Le relazioni di definizione di  $E_d$  e  $R_d$  evidenziano come entrambe le grandezze siano funzioni delle azioni di progetto ( $\gamma_f * F_k$ ), dei parametri di progetto relativi ai materiali ( $X_k/\gamma_f$ ) e della geometria di progetto ( $a_d$ ). Nell'equazione di definizione della resistenza di progetto si evidenzia come il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  agisca direttamente sul valore totale relativo al sistema.

La combinazione fondamentale da utilizzare per le verifiche agli stati limite ultimi è formulata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots \quad (4.13)$$

dove si ha:

- $\gamma_{ij}$  rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza applicati alle azioni;
- G, P e Q identificano le azioni nell'ordine: permanenti, di precompressione e variabili;
- $\psi$  sono coefficienti di combinazione che si moltiplicano per le azioni variabili e considerano la non contemporaneità del verificarsi delle azioni.

Si possono seguire diversi approcci progettuali che determinano l'utilizzo di differenti coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). Le NTC 2018 definiscono tre tipologie di approcci differenti che si distinguono per i diversi coefficienti di sicurezza utilizzati.

Si tratta dunque delle combinazioni:

- DA1 c1: (A1 + M1 + R1)
- DA1 c2: (A2 + M2 + R2)
- DA2: (A1 + M1 + R3)

Il primo approccio DA1 si distingue in due combinazioni differenti: la c1 più severa nel dimensionamento delle opere strutturali a contatto con il terreno, mentre la c2 più stringente per il dimensionamento geotecnico. Il vantaggio che si ha con l'utilizzo della combinazione DA2 è quello di considerare le incertezze relative sia ai parametri che al modello di calcolo.

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qj}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 4.7 Coefficienti parziali per le azioni (NTC, 2018)

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

Tabella 4.8 Coefficienti parziali per i parametri del terreno (NTC, 2018)

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_{R=1,0}$	$\gamma_{R=1,0}$	$\gamma_{R=1,4}$
Scorrimento	$\gamma_{R=1,0}$	$\gamma_{R=1,0}$	$\gamma_{R=1,1}$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_{R=1,0}$	$\gamma_{R=1,0}$	$\gamma_{R=1,4}$

Tabella 4.9 Coefficienti parziali per i muri di sostegno (NTC, 2018)

Definiti i valori dei coefficienti da inserire all'interno delle formulazioni per il calcolo degli stati limite ultimi, si può procedere con le verifiche geotecniche e strutturali dell'opera di trattenuta.

Per eseguire le *verifiche geotecniche* ci si riferisce al capitolo 6.5 delle NTC 2018, che stabilisce che per i muri di sostegno si debbano eseguire le verifiche a SLU relative all'equilibrio (EQU) e geotecniche (GEO). Si eseguono pertanto le verifiche di:

- *Stabilità globale del sistema opera-terreno* [DA1, c2 (A2+M2+R2)];
- *Scorrimento sul piano di posa* [DA2, combo (A1+M1+R3)];
- *Ribaltamento* [DA2, combo (A1+M1+R3)];
- *Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno* [DA2, combo (A1+M1+R3)].

Per quanto riguarda invece le *verifiche strutturali* si fa riferimento, comunque, al capitolo 6.5 delle NTC 2018, che prevede per i muri di sostegno l'esecuzione della verifica a SLU per gli elementi strutturali valutandone il raggiungimento della resistenza.

## 5. Conclusioni

Il presente lavoro di tesi ha avuto l'obiettivo di analizzare la dinamica di una colata detritica verificatasi nell'ottobre 2020 nel comune di Varallo, nella frazione di Camasco, provincia di Vercelli, situato all'interno dell'alta Valsesia. Il fenomeno oggetto di indagine si è innescato conseguentemente ad un evento di pioggia eccezionale, che ha rovesciato sul suolo una quantità di acqua tale per cui le caratteristiche di resistenza meccanica del terreno sono venute meno, causando l'instabilità di parte del versante. La colata dopo essersi innescata si è incanalata nel letto del Rio pianale ed ha provocato, con la forte pressione e l'elevata velocità che l'hanno caratterizzata, l'asportazione di tre ponti stradali.

Per eseguire la ricostruzione del fenomeno in back analysis si è partiti da dati derivanti da misurazioni effettuate in situ relative sia alla stima delle masse coinvolte che alla definizione delle altezze massime raggiunte dal flusso lungo l'asse di propagazione. Per indagare la parte dinamica del fenomeno è stato utilizzato il software di modellazione di movimenti rapidi di versante RAMMS::DEBRISFLOW che, dopo numerosi tentativi, ha restituito valori accettabili relativi a massima pressione, velocità e altezza raggiunte dal flusso. Questi sono stati convalidati attraverso l'utilizzo di formule empiriche di verifica concentrandosi sulla valutazione delle massime pressioni raggiunte dalla colata, per determinare il valore delle forze agenti sui ponti e capaci di provocarne il crollo, e sulla verifica delle massime altezze raggiunte dal flusso in seguito all'ostruzione dell'area di deflusso.

Avvalorati i dati risultati dalle simulazioni, sono state introdotte e individuate le tipologie di opere di mitigazione del rischio da realizzare nel caso di un'eventuale progettazione. Si è ipotizzato di inserire delle briglie filtranti e delle reti paracolte che, in azione combinata, si stima possano avere la capacità di trattenere la maggior parte della massa coinvolta nell'evento. In particolare, è stata proposta una collocazione e un predimensionamento di queste opere, seguendo le linee guida presenti nella letteratura. Ipotizzate le tipologie di opere realizzabili, sono state infine individuate le verifiche da condurre per un'effettiva progettazione.

Alla luce delle analisi effettuate e dei risultati ottenuti, si può concludere che le colate detritiche siano tra i fenomeni franosi quelli più rapidi e meno prevedibili, per questo la loro previsione non è immediata. Considerando inoltre, il cambiamento climatico di surriscaldamento globale che induce allo scioglimento dei ghiacciai terrestri con conseguente aumento dell'acqua presente all'interno dei sedimenti, e alle piogge alluvionali sempre più frequenti, lo studio dei fenomeni di colata già avvenuti diventa di fondamentale importanza per definirne in modo più dettagliato le cause predisponenti e scatenanti, con conseguente capacità di individuazione delle opere di mitigazione del rischio più adatte.

Si ritiene dunque che una corretta progettazione di strutture e infrastrutture, non possa fare a meno di considerare la modellazione geomeccanica sia per la verifica delle interazioni tra gli elementi strutturali e il terreno, e sia per comprendere per quali caratteristiche morfologiche e atmosferiche si possono verificare delle instabilità che comportano rischi ingenti per cose e persone.

In conclusione, si può assumere che i fenomeni franosi sicuramente non possono essere impediti in maniera assoluta, neanche intervenendo con opere di mitigazione del rischio, in particolare nel caso delle colate detritiche per cui la zona di distacco non è definibile a priori, ma certamente, un'accurata progettazione e studio delle caratteristiche dei versanti può essere d'aiuto per la definizione delle zone esposte ad un basso rischio e dei siti che necessitano la realizzazione di opere di difesa per salvaguardare l'incolumità delle persone e la funzionalità delle strutture e delle infrastrutture.

## 6. Bibliografia

- ArpaPiemonte. (2020). Rapporto evento del 2-3 ottobre 2020. *Dipartimento Rischi Naturali e Ambientali, Torino*.
- B.Salm. (1993). Flow, flow transition and runout distances of flowing avalanches. *Annals of Glaciology* 18, 221-226.
- Benini. (1990). Sistemazioni idraulico-forestali. *Università di Padova, Padova*.
- Berger, 2. (2011). Direct measurement of channel erosion by debris flows, Illgraben. *Università di Berna, Svizzera*.
- Berger, F., & Bourrier, F. (2012). *Rockfall rebound: comparison of detailed field experiments and alternative modelling approaches*. *Earth Surf. Process. Landforms*, 37: 656-665.
- C.Wendeler. (2009). Loading approach for flexible debris flow barriers. *WSL Swiss Federal Research Institute, Birmensdorf, Switzerland*.
- C.Wendeler&A.Wolkwein. (2007). Field measurements and numerical modelling of flexible debris flow barriers. *WSL Swiss Federal Research Institute, Birmensdorf, Switzerland*.
- Charbeneau, R., & Holey, E. (2001). *Backwater effects of bridge piers in subcritical flow*. U.S. Geological Survey, Montana, USA.
- D.Yarnell. (1934). Bridge piers as channel obstruction. United States Department of Agriculture, Washington D.C., USA.
- D'Agostino. (2004). Predicting and mitigating hydrogeological risk in the Alpine environment. *Earth Surf. Process. Landforms*, 29: 207-220.
- D'Agostino, V. (2005). Principi di dimensionamento delle opere di protezione dai debris flow. *Università di Padova, Padova*.
- F.Nagler. (s.d.). Obstruction of Bridge Piers to the Flow of Water. *ASCE, Reston, Virginia, USA*.
- Ferro. (2007). Sul dimensionamento idraulico della briglia a fessura. *Accademia Italiana Scienze Forestali, Firenze*.
- Frank. (2015). The importance of erosion for debris flow runout modelling from applications to the Swiss Alps. *Copernicus Publications on behalf of the European Geosciences Union, Gottingen, Germany*.

- G.Bertagnoli. (2018/19). Dispense del corso di Teoria e progetto di ponti. *Politecnico di Torino, Torino.*
- G.Cavagnino. (2016). Studio geomorfologico del conoide del Torrente Boscarola o Rio della Valle. *Studio associato di geologia TECNOSESIA, Borgosesia, Vercelli.*
- Geobruigg. (2021). Debris flow - protezione contro le colate detritiche (manuale del software). *Romanshorn, Svizzera.*
- Huebl, J., & Fiebige, G. (2005). *Debris-flow mitigation measures*. Springer, Berlin: Springer Praxis Books.
- Hulb, J., & Suda, J. (2009). Debris flow impact estimation. *International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering, Ohrid, Macedonia.*
- Iverson. (1997). The physic of debris flow. *Review of Geophysics* v.35, 245-296.
- M.Fugazza. (2004/05). Dispense del corso di Sistemazioni fluviali. *Università di Pavia, Pavia.*
- NTC. (2018). Norme Tecniche per le Costruzioni. *DM 17/01/2018.*
- O.Hungr. (2001). Environmental and engineering geoscience.
- O.Hungr. (2001). Review of the classification of landslides of the flow type. *Environmental & Engineering Geoscience.*
- Pasternack, S., & Gao, S. (1988). Numerical methods in the stability analysis of slopes. *Computers&Structures, Amsterdam.*
- Pierson, T., & Costa, J. (1987). A rheologic classification of subaerial sediment water-flows. *U.S. Geological Survey, Vancouver, Washington, USA.*
- Pirulli. (2021). Dispense del corso di Slope stability. *Politecnico di Torino, Torino.*
- RAMMS\_Manual. (2007). Rapid Mass Movements Simulation\_Debris Flow. *WSL Institute for Snow and Avalanche Research, Davos, Svizzera.*
- Rickenmann. (1999). Empirical Relationship for Debris Flow. *Natural Hazard 19, Svizzera, 47-77.*
- S.Al-Nassri. (1996). Effect of Bridge Pier Shape and Contraction Ratios on Backwater Profile. *ASCE, Renston, Virginia, USA.*
- Takahashi. (1991). *Debris flow: mechanics, prediction and countermeasures*. Taylor & Francis, Singapore.

VanDine. (1996). Debris flow control structures for forest engineering. *British Columbia, Victoria, Canada.*

Varnes, & Cruden. (1978). Landslide type and process. *Shuster, Washington D.C., USA.*

Wiley , A., Goodrich, R., & Lane, E. (s.d.). Obstruction to flows by bridge piers. *ASCE, Reston, Virginia. USA.*