

COMUNE DI CANAZEI  
PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO



Progetto:

**LAVORI DI SOMMA URGENZA PER LA  
MESSA IN SICUREZZA DELLA ZONA A  
MONTE DEGLI EDIFICI PP.ED. 665, 703 E  
960 NELLA FRAZIONE DI ALBA, IN LOC.  
PALUA, NEL CC DI CANAZEI.  
INTERVENTI DI REGIMAZIONE DI PALUA  
ALTA**

Commitente:

Comune di CANAZEI  
Provincia di TRENTO  
Regione TRENTO ALTO ADIGE

Dok.-Nr.: Doc. n.:

AP-0020-r00

Proj.-Nr.: N. Prog.:

IN-17-1185-02

Relazione tecnica

4				
3				
2				
1				
0	Erstellung – Elaborazione	02.07.2019	AK	FDP
Index/Indice	Planerstellung und Änderungen – Elaborazione tavola e modifice	Datum/Data	Bearb./Elab.	Geprüft/Contr.

Der Planer / Il progettista

Dr. Ing. Rudi Bertagnolli

***in.ge.na.***

*ingenieurwesen geologie naturraumplanung  
ingegneria geologia natura e pianificazione*

Via del Macello ,57, Schlachthofstr.  
Tel.: +39 0471 324750  
e-mail: office@ingena.info

I – 39100 Bolzano Bozen  
Fax.: +39 0471 051136  
www.ingena.info



**INDICE**

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>VERIFICA DEL PERICOLO VALANGHIVO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>RELAZIONE IDRAULICA PER IL FOSSATO IDR003 .....</b>	<b>5</b>
3.1	INQUADRAMENTO DEL BACINO .....	5
3.2	ANALISI GEOMORFOMETRICA DEL BACINO .....	6
3.3	ANALISI DELLE SISTEMAZIONI ESISTENTI.....	10
3.4	ANALISI DELLE SISTEMAZIONI DI PROGETTO.....	11
3.5	DATI STORICI, ANALISI DEI PERICOLI NOTI E DEI DISSESTI.....	11
3.6	SOPRALLUOGHI E RILIEVI TOPOGRAFICI EFFETTUATI .....	13
3.7	ANALISI IDROLOGICA.....	16
3.8	STIMA DELL'APPORTO SOLIDO E DEFINIZIONE DEL PROCESSO IDRAULICO DA SIMULARE ..	17
3.9	MODELLAZIONI IDRAULICHE.....	18
3.9.1	<i>Dominio di calcolo .....</i>	<i>19</i>
3.9.2	<i>Condizioni al contorno e parametri di input per le simulazioni idrauliche .....</i>	<i>21</i>
3.9.3	<i>Risultati delle simulazioni idrauliche .....</i>	<i>23</i>



## 1 INTRODUZIONE

A seguito di una richiesta specifica da parte della pubblica amministrazione, fatta ai progettisti durante le riunioni di cantiere, di ridurre al minimo l'impatto visivo del bacino precedentemente progettato (di circa 10.000 m<sup>3</sup>) di invaso considerato il fatto che la zona in cui si va ad inserire ha un elevato valore turistico. Tale richiesta ha portato alla formulazione di ulteriori analisi e ipotesi progettuali, necessarie per poter affinare il calcolo e ridurre il volume della vasca come richiesto.

Tali ipotesi riguardano sia la parte idrogeologica che nivologica:

- La vasca di laminazione, chiusa da una briglia filtrante, viene dimensionata al fine di contenere completamente il volume dell'idrogramma di piena di progetto nell'ipotesi che la briglia sia completamente istruita.
- L'ipotesi di verifica di briglia completamente ostruita determina un buon grado di sicurezza, dato che la briglia filtrante a chiusura del bacino, è progettata per trattenere solo la parte solida del materiale e di far defluire verso valle la frazione liquida. Le acque defluenti saranno allontanate verso il fiume esistente creando un franco sulla parte solida.
- Nel calcolo del volume di invaso si tiene conto del cunettone che possiede, in particolare nella parte finale, un buon volume di invaso disponibile da poter sfruttare.
- Definito il ridimensionamento del bacino, si verifica se l'evento valanghivo sia compatibile con tale ridimensionamento, considerato che l'evento valanghivo perde parte della sua energia sia nella parte media del canale (nella parte tra il cunettone alto e il cunettone-deviatore basso, entrambi di nuova realizzazione), sia nella deviazione realizzata dalla sponda esterna del cunettone basso e tali perdite di energia portino ad un accumulo di massa nivologica sufficiente ad essere compatibile alla nuova geometria.

La seguente relazione riporta le verifiche del pericolo idraulico e del pericolo valanghivo relativo al progetto di variante dei "Lavori di Somma Urgenza per la messa in sicurezza della zona a monte degli edifici pp. ed. 665, 703 e 960 nella frazione di Alba, in loc. Palua, nel c. c. di Canazei. interventi di regimazione di Palua Alta", secondo le ipotesi sopra esposte.

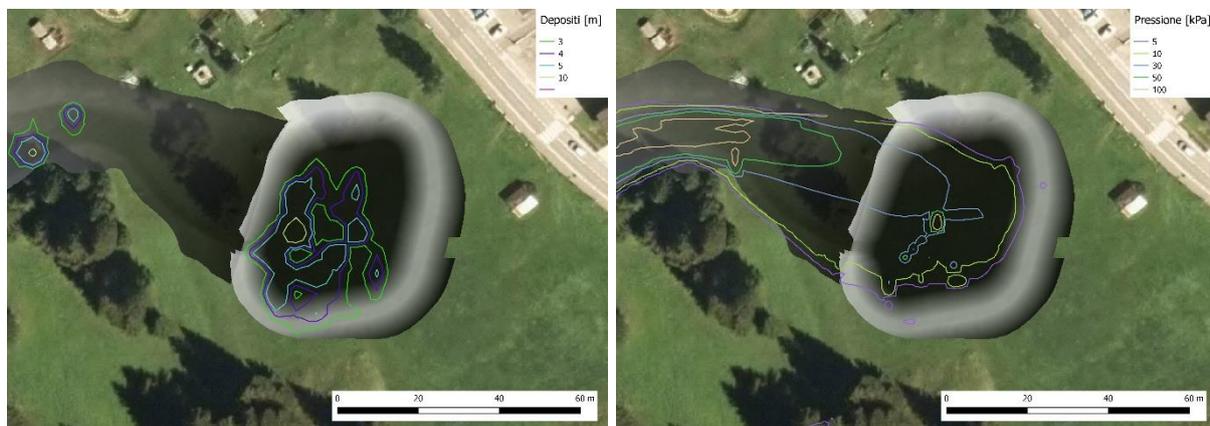
## 2 VERIFICA DEL PERICOLO VALANGHIVO

In questo capitolo è riportato la verifica del pericolo valanghivo in seguito alla realizzazione del vallo di deviazione e della vasca di deposito.

La simulazione è stata condotta con il modello ELBA+. Il modello digitale del terreno è stato implementato con una risoluzione di 5 m per rappresentare la superficie semplificata del terreno in condizioni d'inverno (ad. es. accumuli di neve nei fossati). Questo implica, che il DTM usato per la modellazione è molto meno articolato ed ostacoli piccoli non vengono rappresentati da esso. Nel modello sono inoltre state implementate le opere di progetto:

- il vallo di deviazione e
- la vasca di deposito.

Di seguito sono riportate i risultati della simulazione numerica della valanga "Toel Lech" (ID CLPV: 66079) con un'area di distacco di 2.2 ha e uno spessore di distacco di 1 m. I risultati per verificare e valutare il pericolo sono espressi termini di isolinee della pressione dinamica (in kPa, vedi figura 1). Da essi si osserva, che la valanga segue il vallo di deviazione e le pressioni alte sono contenute all'interno della vasca.



**figura 1: Risultati delle simulazioni. Isolinee dei depositi e della pressione dinamica valanghiva (massimi) in kPa.**

### 3 RELAZIONE IDRAULICA PER IL FOSSATO IDR003

#### 3.1 Inquadramento del bacino

Il fossato IDR003 è un fossato nella zona di Alba di Canazei, che non è classificato come “acqua pubblica”. Il fossato IDR003 nasce alle pendici della cima Col aut (2291.5 m s.l.m.) e scorre prevalentemente in direzione nord-ovest. A monte il corso d’acqua IDR003 presenta la forma di un fossato da una quota di circa 2150 m s.l.m. In condizioni ordinarie non si ha deflusso d’acqua e non vi è un punto in cui si verifica la confluenza del torrente nel rio di fondovalle. Il bacino idrografico, chiuso poco a monte della casa investita dall’evento del 2018 presenta un’estensione di circa 0.16 km<sup>2</sup>. Le figure successive mostrano la delimitazione del bacino idrografico del fossato IDR003 che è stato estratto in coordinate 713649.5 m (Est) e 5148904.5 m (Nord), e la caratterizzazione geologica.

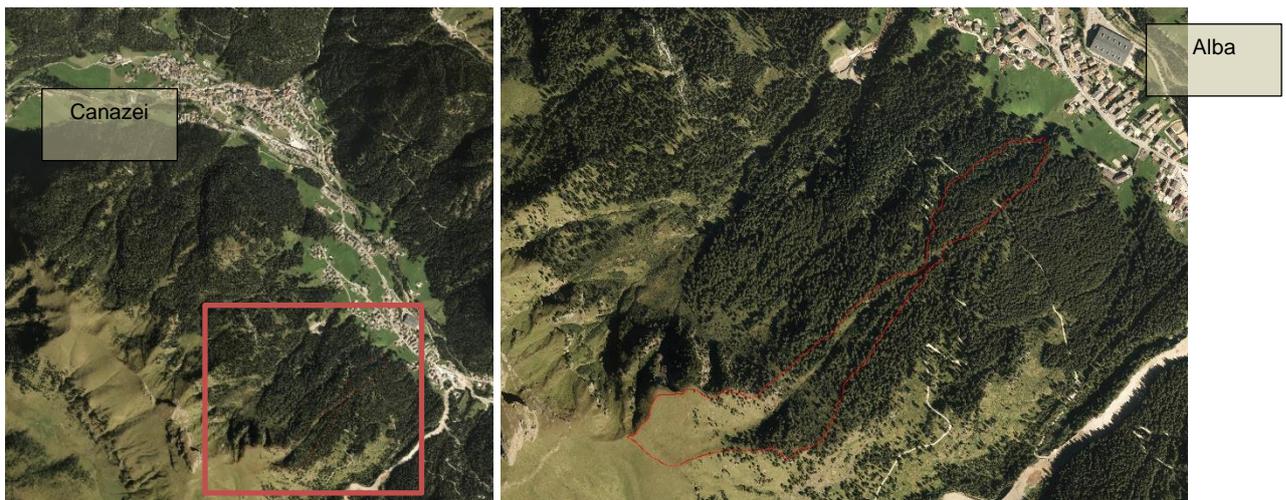
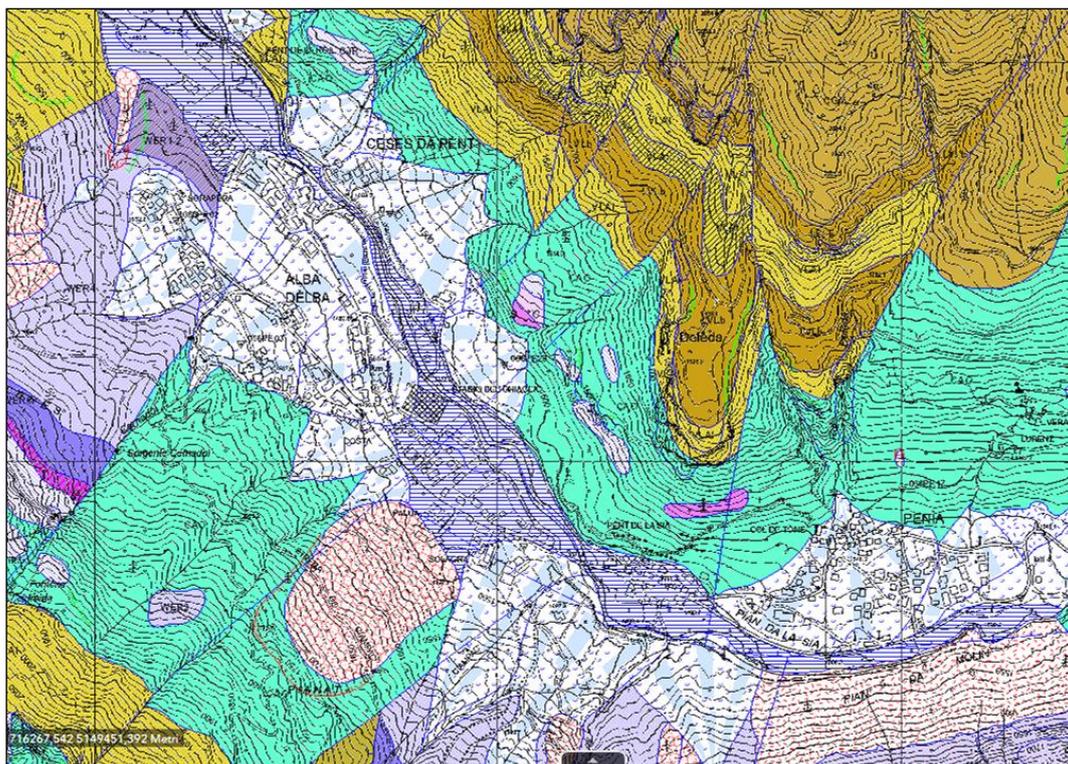


figura 2: Inquadramento del bacino del fossato IDR003 su ortofoto del 2015.

La geologia del fondovalle è principalmente caratterizzata dalle coperture quaternarie che ricoprono con spessori variabili il substrato di volta in volta diversamente caratterizzato sotto il profilo litologico. Tali coperture derivano essenzialmente dall’accumulo del trasporto solido ad opera dei corsi d’acqua divaganti che, localizzati principalmente in corrispondenza di strutture geologiche a sviluppo lineare (faglie, diaclasi, bruschi salti di competenza dei litotipi a mutuo contatto, ecc.), hanno nel tempo aggredito ed approfondito il substrato. Tali materiali, in rapporti di coalescenza con i prodotti del trasporto solido afferente il T.Avisio, hanno progressivamente sovraalluvionato il solco vallivo fino alla determinazione della topografia attuale.

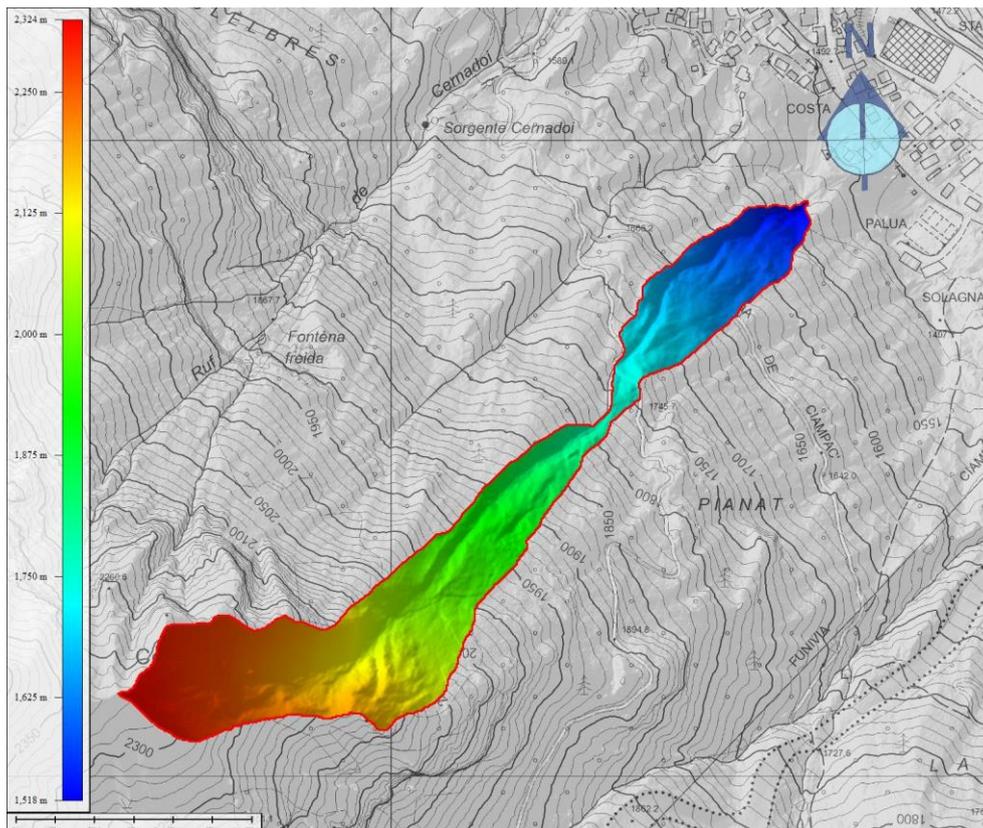


### 3.2 Analisi geomorfometrica del bacino

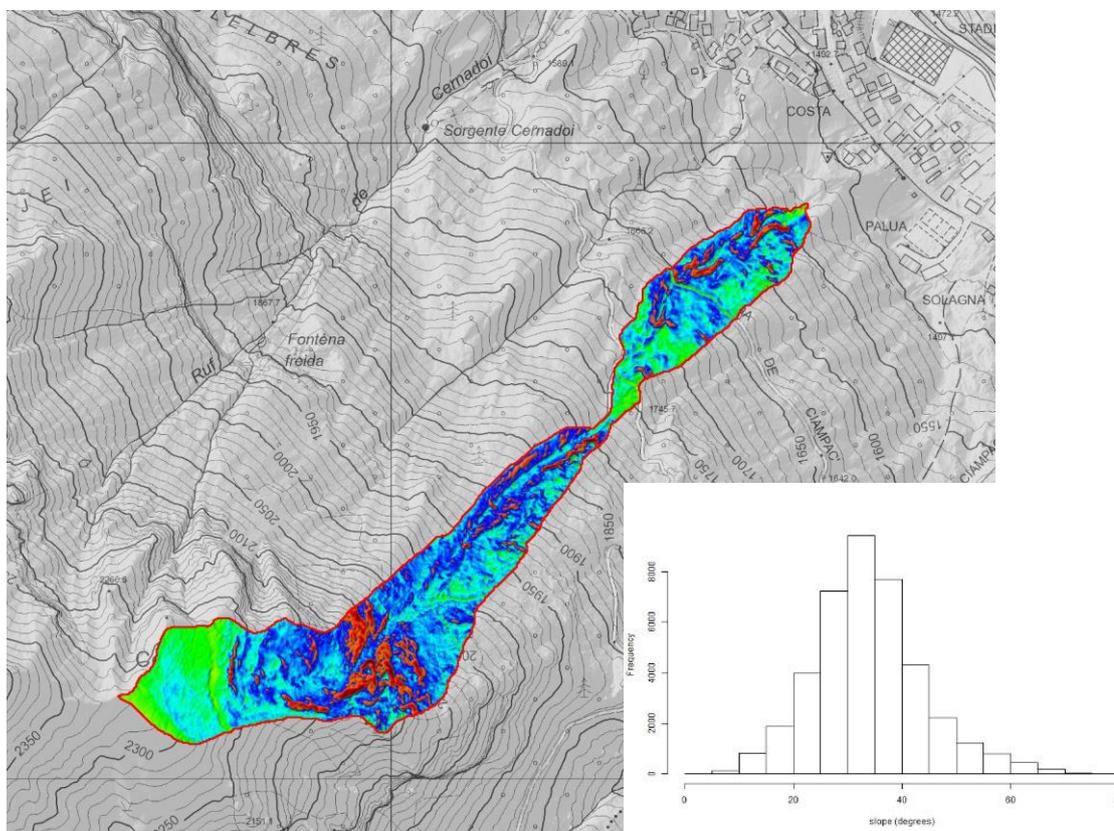
Il bacino del fossato IDR003 presenta le caratteristiche generali riportate in tabella 1. In figura 3 è riportata la carta dell'altimetria del bacino, mentre in figura 4 si riporta la mappa delle pendenze del bacino. Questa mostra che le pendenze si presentano particolarmente elevate (> 40°) nella parte alta del bacino e al piede del bacino, a valle delle strade forestali prima dell'uscita dalla zona boscata. Il settore sommitale del bacino e la zona in vicinanza delle strade forestali i versanti si presentano un po' meno acclivi, con valori di pendenza compresi tra 20° e 30°. Soprattutto a valle della strada forestale si osserva la forte incisione del fossato con sponde acclive.

Caratteristiche morfometriche	Valore		
Area del bacino [km <sup>2</sup> ]	0.161		
Perimetro del bacino [km]	4.088		
Indice di compattezza C <sub>r</sub> [-]	2.84		
Quota (min., media, max.) [m s.l.m.]	1518	1980	2324
Pendenze (min., media, max.) [°]	2	35	78
Area della conoide (km <sup>2</sup> )	-		
Pendenza media della conoide (°)	-		
Indice di Melton	-		

**tabella 1: Caratteristiche generali del fossato IDR003 e del relativo bacino di alimentazione.**



**figura 3: Altimetria del bacino idrografico del fossato IDR003**

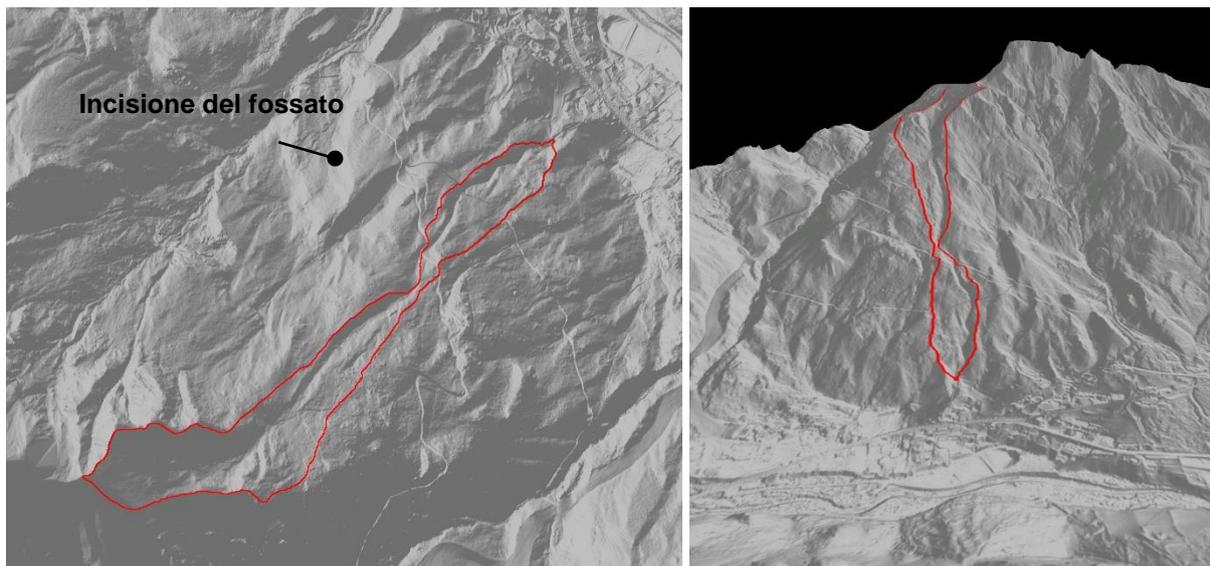


**figura 4: Mappa delle pendenze (°) e frequenza dei valori di pendenza del bacino idrografico del fossato IDR003**

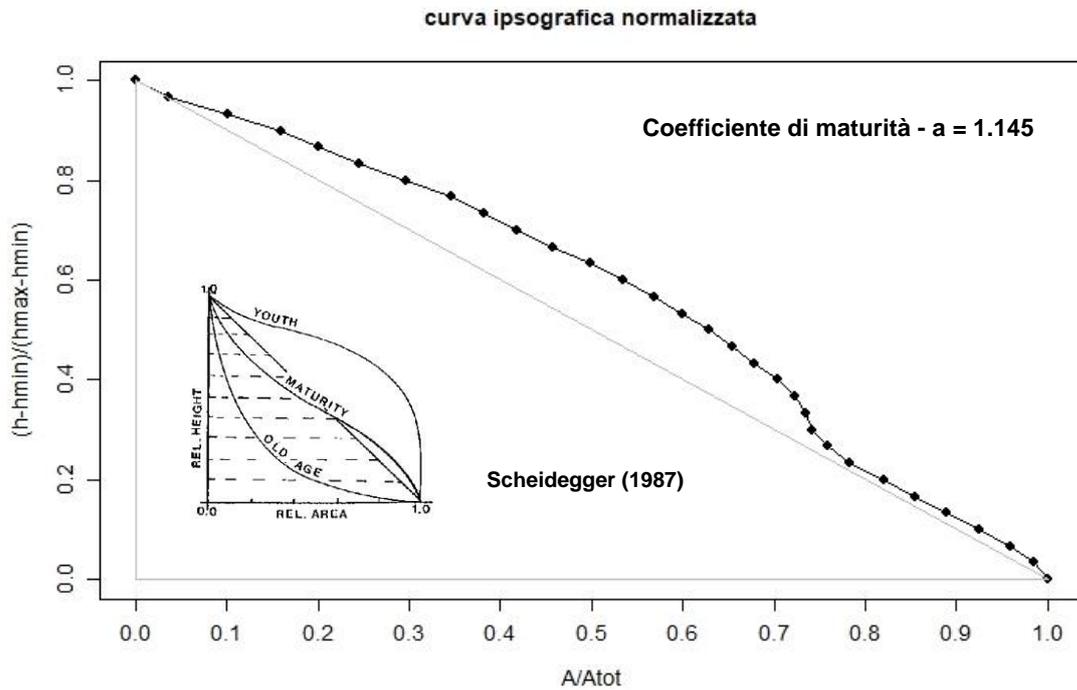
In figura 5 è riportata la carta del DTM dalla quale si possono identificare alcune morfologie caratteristiche all'interno del bacino idrografico. In particolare si riesce ad identificare chiaramente l'incisione centrale relativa all'asta principale del corso d'acqua. Lungo i versanti circostanti non sono invece riconoscibili particolari segni di erosione. Si può quindi supporre che le principali zone sorgenti per gli apporti di materiale solido sono l'asta del corso d'acqua ed eventualmente le zone detritiche individuate dalla carta di uso del suolo alla testata del bacino.

Al piede del bacino non è presente una vera e propria conoide alluvionale, ma sono presenti più che altro dei detriti di falda depositati a ridosso del versante che si trova in corrispondenza del settore basale del bacino idrografico.

In figura 6 si riporta la curva ipsografica del bacino del torrente IDR003, che fornisce un'indicazione circa lo stato di maturità del bacino. La forma della curva ipsografica ed il valore del coefficiente di maturità a che risulta pari a 1.145 indicano che il bacino si trova in una condizione di paesaggio giovane, definita da una elevata attività erosiva.

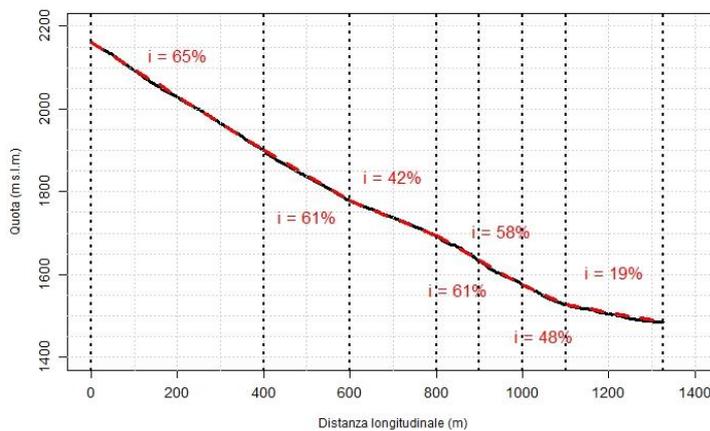


**figura 5: Estratto della carta del DTM (a sinistra) e rappresentazione 3D (a destra) con evidenziato il bacino idrografico del fossato IDR003**



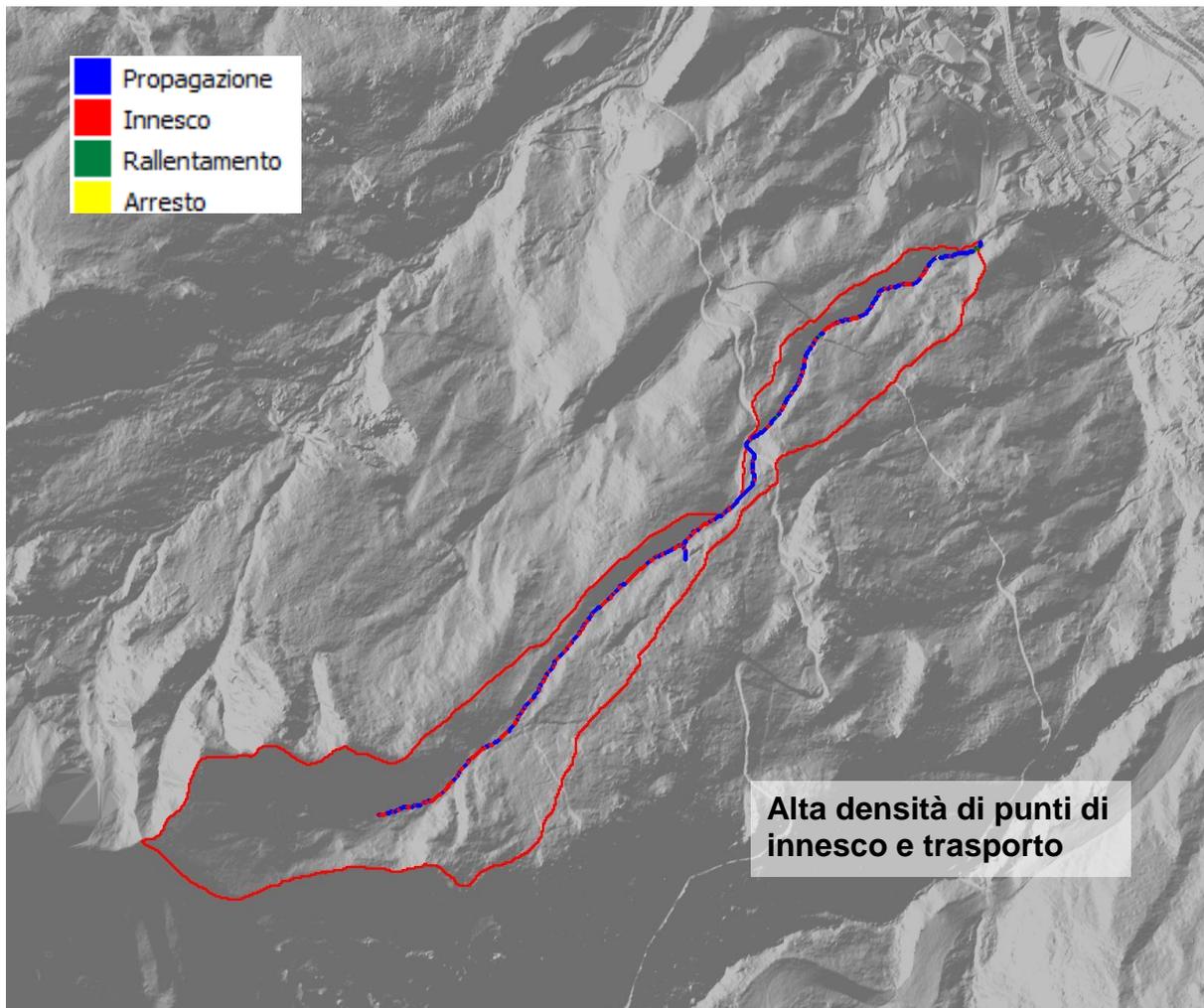
**figura 6: Curva ipsografica per il bacino idrografico sotteso al fossato IDR003**

La propensione morfologica delle aste torrentizie all'innescò e propagazione di colate detritiche è stata valutata applicando la metodologia proposta da Cavalli e Marchi (2006) al microreticolo idrografico del fossato IDR003. Dalla carta riportata in figura 8 si può osservare che condizioni morfologiche che possono favorire l'innescò e il trasporto di colate detritiche si trovano lungo l'asta principale del torrente, nel tratto che si estende dalla sommità del bacino all'apice del conoide.



Caratteristiche morfometriche	Valore
Lunghezza dell'asta principale [m]	1325
Dislivello [m]	676
Pendenza media [%]	51

**figura 7: Profilo longitudinale e caratteristiche morfometriche dell'asta principale del torrente IDR003.**



**figura 8: Mappa della classificazione del microreticolo idrografico relativo al fossato IDR003 secondo la metodologia di Marchi e Cavalli.**

In figura 7 viene riportato il profilo longitudinale dell'asta principale del torrente IDR003 e le sue principali caratteristiche morfometriche. La pendenza media del corso d'acqua si attesta sul 51%. Il fossato è caratterizzato da pendenze piuttosto elevate lungo tutto il tracciato. Nella parte medio-basso del bacino si hanno pendenze comprese tra 48% e 61%, che vanno poi gradualmente decrescendo man mano che ci si sposta verso valle, fino a raggiungere valori del 19% in corrispondenza del tratto terminale del fossato.

### 3.3 Analisi delle sistemazioni esistenti

Lungo il corso del fossato IDR003 non sono presenti opere di sistemazione idraulica.

### 3.4 Analisi delle sistemazioni di progetto

Dopo l'evento di colata detritica del 2018 vengono realizzati diverse opere di sistemazione:

- Cunetta a monte in corrispondenza della strada forestale (circa 1740 m s.l.m.); sezione trapezoidale come da planimetrie allegate
- Cunetta a valle (con ulteriore funzionamento come opera paravalangha) in corrispondenza della strada forestale (circa 1740 m s.l.m.); come da planimetrie allegate
- Vasca di deposito con volume di invaso ca. 11000 m<sup>3</sup>, capace di contenere eventi valanghivi e debrisflow.

### 3.5 Dati storici, analisi dei pericoli noti e dei dissesti

Il 29 ottobre 2018, dalle ore 19:00 alle ore 22:00, in Località Palua e precisamente nella zona a monte degli edifici pp.ed. 665, 703, 960 nella frazione di Alba, nella parte terminale del Rio Toè Lench si sono verificati dei fenomeni di colate detritiche con 2500 a 3000 m<sup>3</sup>, causando solo danni a cose e non a persone. La colata ha raggiunto e riempito con materiale i piani seminterrato e rialzato degli edifici pp.ed. 703 e 960, causando ingenti danni agli immobili sopra indicati e in parte hanno danneggiato l'edificio p.ed. 665.

La colata detritica ha poi superato la sede della strada statale n. 641 del Passo Fedaià, raggiungendo e danneggiando i sottostanti edifici contraddistinti dalle pp.ed. 486/1, 629, 891 e 957, con parziale entrata di materiale all'interno dei piani interrati; successivamente la colata detritica è arrivata fino al piazzale – lati sud est dell'edificio comunale stadio del ghiaccio "Gianmario Scola", con entrata di materiale ed acqua in alcuni locali dell'immobile e con intasamento e riempimento della rete delle acque bianche nei pressi dello stadio del ghiaccio (figura 2).

Le immagini riportate in figura 9 riferiscono dell'evento avvenuto all'interno del bacino del fossato IDR003 nell'ottobre 2018.



**figura 9: Immagini relative all'evento dell'ottobre 2018 sul fossato IDR003.**

L'analisi della Carta di Sintesi della Pericolosità indica che il fossato IDR003 presenta un'elevata suscettibilità allo sviluppo di colate detritiche lungo l'intero microreticolo idrografico (figura 10).

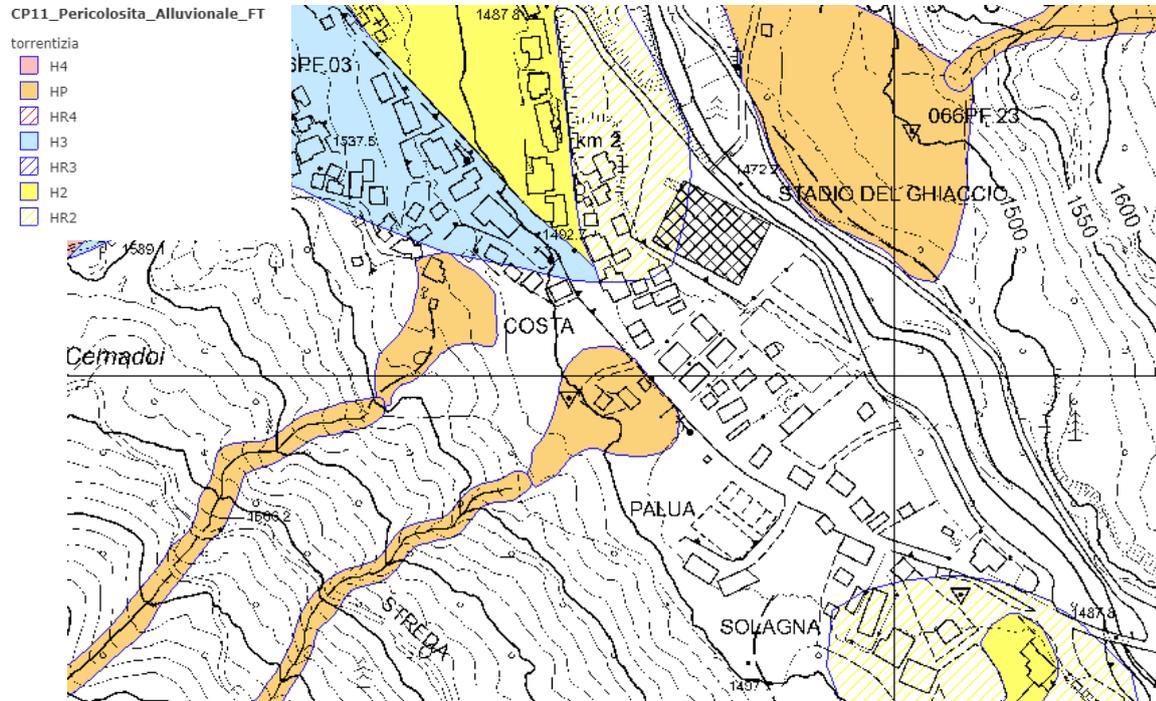
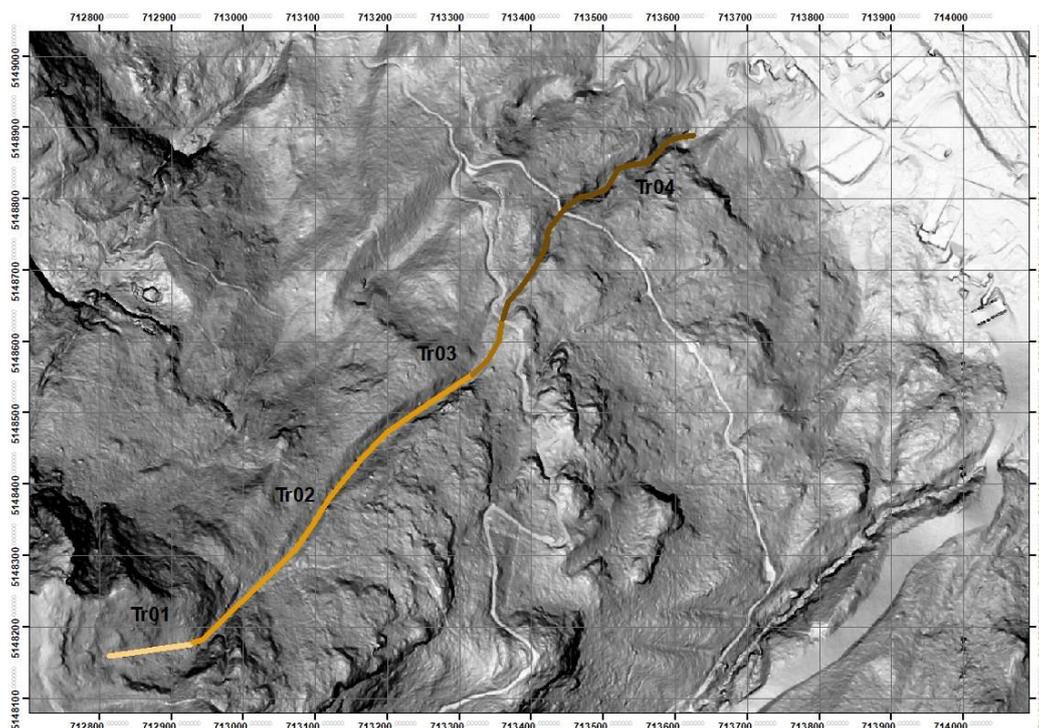


figura 10: Inquadramento della Zona rispetto alla Carta di Sintesi della Pericolosità – ambito torrentizio.

### 3.6 Sopralluoghi e rilievi topografici effettuati

Nei giorni del 06 novembre, 13 novembre e 18 novembre 2018 sono stati effettuati dei sopralluoghi lungo il corso d'acqua per valutare l'evento accaduto e le principali dinamiche geomorfologiche del torrente, delle aree di sponda e di versante per definire la disponibilità di materiale solido erodibile o ri-mobilizzabile dalle sponde e dal letto dell'alveo. Le immagini riportate nelle figure successive riferiscono dello stato di attività del torrente IDR003 e della disponibilità di materiale solido erodibile o ri-mobilizzabile.



**figura 11: Suddivisione in quattro tratti.**

Il bacino è stato diviso in quattro zone (figura 11):

- testata Tr01: sono possibili nuove colate di materiale superficiale (ca. 20-30 cm).
- Canale alto Tr02: canale di trasporto/erosione impostato generalmente in roccia-detrito a grossi blocchi.
- eposito1 Tr03: è un'area di medie dimensioni a monte della strada forestale dove si individua un deposito misto (Debris-valanga).
- Canale basso Tr04: canale di trasporto-erosione nel quale la disponibilità di materiale aumenta molto rispetto alla parte superiore, risulta molto incassato e il letto è in roccia e detrito grossolano.

L'impressione generale che si ricava dal percorrere l'alveo, alla luce degli eventi appena accorsi, è che vi sia una discreta difficoltà di trasferimento del sedimento da monte verso valle, in ogni caso la granulometria dei materiali mobilizzabili risulta fine (sabbioso limosa).



figura 12: Immagini relativi ai tratti tr01, tr02 e tr03 del fossato IDR003.



figura 13: Immagini relativi al tratto tr04 del fossato IDR003.

### 3.7 Analisi idrologica

Gli idrogrammi liquidi per il torrente IDR003 sono stati stimati attraverso l'applicazione del modello idrologico di trasformazione afflussi-deflussi Peakflow (Rigon et al., 2011), partendo dai valori di intensità di pioggia ottenuti dalle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) ricavati con la Adb-toolbox. In tabella 2 sono riportati i valori assegnati ai parametri di input utilizzati nelle modellazioni idrologiche effettuate con il modello Peakflow per l'analisi idrologica del torrente IDR003, mentre in tabella 3 sono riportati i parametri relativi alle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica per i diversi tempi di ritorno.

Parametri Peakflow	Valore
% di saturazione	35, 40, 40, 45
Velocità nel canale $v_c$ [m/s]	2.5
Coeff. Diffusione idrodinamica $D$ [m <sup>2</sup> /s]	500
$r_{sat}$ [-]	10
$r_{unsat}$ [-]	-

**tabella 2: Parametri di input per il calcolo degli idrogrammi liquidi del bacino del torrente IDR003 attraverso il modello idrologico Peakflow**

	Tempo di ritorno $T_R$ (Anni)									Durata di pioggia $d$ (h)	
	2	5	10	20	30	50	100	200	300	<1	>1
	$a_T$									$n$	
<b>IDR003</b>	21.379	27.551	31.637	35.556	37.811	40.629	44.431	48.219	50.431	0.366	0.397

**tabella 3: Parametri delle LSPP per il bacino del torrente IDR003 per diversi tempi di ritorno per precipitazioni di durata superiore ed inferiore ad 1 ora.**

In figura 14 sono riportati gli idrogrammi liquidi calcolati con il modello *Peakflow* per il bacino del torrente IDR003 per i diversi tempi di ritorno delle precipitazioni (30, 100, 200 e 300 anni). Gli idrogrammi sono stati calcolati utilizzando valori della percentuale di pre-saturazione del bacino pari al 35% ( $T_{R30}$ ), 40% ( $T_{R100}$  e  $T_{R200}$ ) e 45% ( $T_{R300}$ ) della complessiva area contribuente.

In tabella 4 sono sintetizzate le caratteristiche principali degli idrogrammi liquidi, con indicazione della portata massima  $Q_{max}$ , portata massima specifica  $Q_{max}/A$ , volume liquido nell'onda di piena  $V_{piena}$ , intensità e durata critica della precipitazione ( $I_{crit}$ ,  $d_{crit}$  - i.e., valori che massimizzano il picco di piena) e rapporto tra il volume della piena ed il volume di pioggia  $r_v$ .

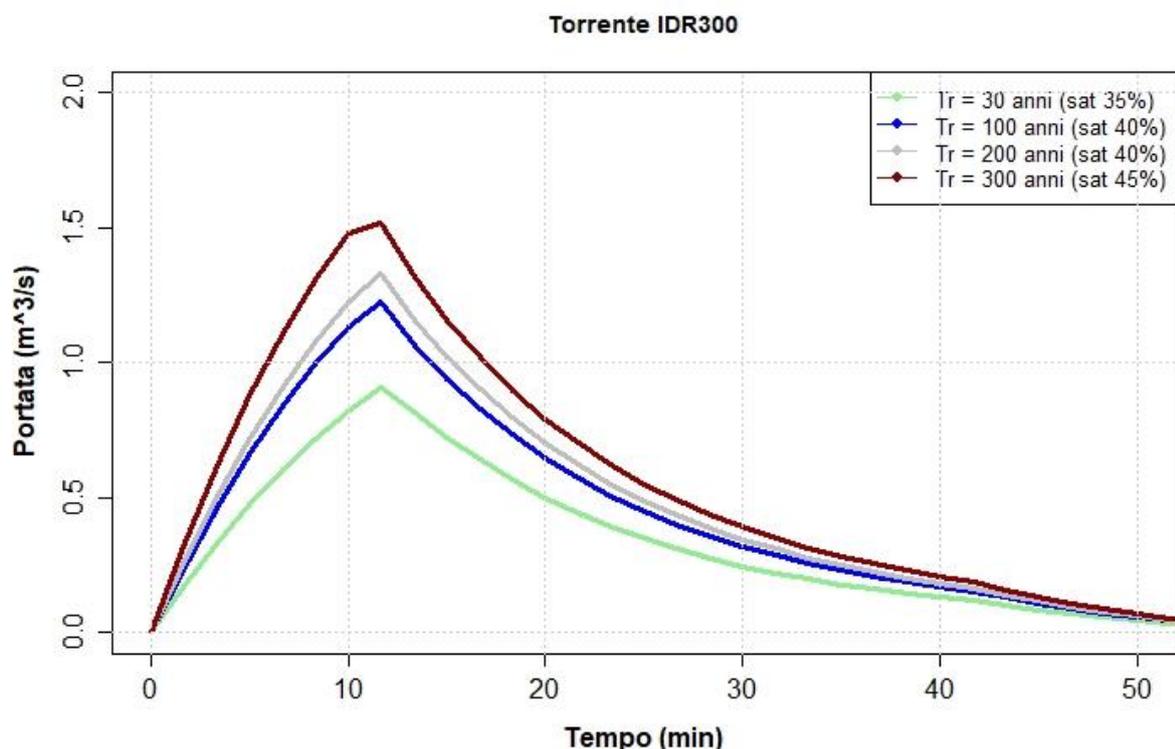


figura 14: Idrogrammi di portata liquida stimati per il torrente IDR003 per i tempi di ritorno di 30, 100 e 300 anni.

Simbolo	Unità	sat=35%			sat=40%		
		30	100	200	30	100	200
$Q_{max}$	m <sup>3</sup> /s	0.91	1.07	1.16	1.05	1.23	1.33
$Q_{max}/A$	m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> ·s	5.62	6.60	7.16	6.46	7.59	8.23
$V_{piena}$	m <sup>3</sup>	1105	1298	1409	1246	1465	1589
$I_{crit}$	mm/h	107	126	136	109	128	139
$d_{crit}$	h	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19
$V_{pioggia}$	m <sup>3</sup>	3358	3946	4282	3321	3902	4235
$r_v$	-	0.33	0.33	0.33	0.38	0.38	0.38

tabella 4: Parametri riassuntivi delle simulazioni idrologiche del torrente IDR003.

### 3.8 Stima dell'apporto solido e definizione del processo idraulico da simulare

I volumi di sedimento disponibile e mobilizzabile da un evento meteorico intenso all'interno del bacino del torrente IDR003 sono stati stimati attraverso un approccio simile ai metodi geomorfologici originariamente proposti da Hungr et al. (1984) e Spreafico et al. (1999). Per maggiori informazioni sul metodo di stima applicato si rimanda ai capitoli introduttivi della presente relazione. In tabella 5 vengono riportati i valori degli elementi distintivi di ogni tratto di figura 11, con la stima del volume di sedimento

disponibile  $V_{sed}^d$  per l'asta torrentizia. Il volume totale mobilizzabile dalle dinamiche riconoscibili su base geomorfologica è quindi stato valutato ai 6500 m<sup>3</sup>.

Stima dei volumi totali mobilizzabili (considerando l'attivazione simultanea di tutte le sorgenti di sedimento)						
Nome tratto	Pendenza (%)	Lunghezza / Larghezza (m)	Apporto per tratto (mc/m)	Volume asta (mc)	Volume localizzato (mc)	Volume totale (mc)
Tratto T01	65	120/120	4.2	500		500
Tratto T02	65	550/2	3.2	309	464	1753
Tratto T03	42	110/1.5	10.3	247	880	1128
Tratto T04	57	386/1.5	8.0	173	2895	3069
<b>TOTALE</b>						<b>6449</b>

tabella 5: Stima del volume di materiale solido disponibile ad essere mobilitato dalla corrente.

### 3.9 Modellazioni idrauliche

L'analisi idraulica del torrente IDR003 è stata realizzata mediante modellazioni idrauliche bi-dimensionali a fondo mobile effettuate con il software Trent-2D<sup>DF</sup> considerando il processo prevalente di **colata detritica**.

Il modello Trent-2D (Armanini et al., 2009) è un modello bidimensionale che permette la simulazione della propagazione delle colate di detriti con reologia di tipo granulo-inerziale, e processi di trasporto solido su alveo a fondo mobile. Il modello matematico che sta alla base del codice Trent-2D si fonda sull'ipotesi di base che il comportamento della colata sia quello di una miscela bifasica di sedimenti e acqua in cui non vi sia sfasamento tra le velocità della fase liquida e della fase solida, né in termini direzionali né in termini di modulo del vettore velocità media sulla verticale. Il modello considera in maniera del tutto accoppiata la dinamica della miscela con quella dell'evoluzione morfologica del fondo alveo e, per questo, è possibile stimare e analizzare i processi erosivi e deposizionali che possono manifestarsi all'interno e all'esterno dell'asta torrentizia. Per approfondimenti sul codice di calcolo, si rimanda a Armanini et al. (2009); Rosatti e Fraccarollo (2006) e Rosatti et al. (2008).

Per verificare i diversi scenari e le diverse opere sono stati investigati diversi tratti del dominio ed anche diverse composizioni di portata liquide e solida. Sono stati indagati:

- Scenario0 - back calculation dell'evento avvenuto: dopo l'analisi delle piogge (80 mm in 34 h) è stato considerato un'evento con Tr30;
- Scenario 1 - verifica della cunetta a monte: considerazione della portata liquida del bacino con tr200 e portata solida disponibile a monte;

- Scenario 2 - verifica del cunettone a valle: considerazione della portata liquida del bacino con tr200 e portata solida disponibile;
- Scenario 3 - verifica del deposito a valle: considerazione della portata liquida del bacino con tr200 e portata solida disponibile;

### 3.9.1 Dominio di calcolo

I domini di calcolo utilizzati per le modellazioni idrauliche effettuate con il software TRENT2D<sup>DF</sup> sono riportati in figura 16. Il DTM originario a 1.0 m è stato ricampionato ad 0.5 m. Il DTM originale è stato inoltre modificato inserendo l'ingombro degli edifici ed inserendo le varie opere di sistemazione.

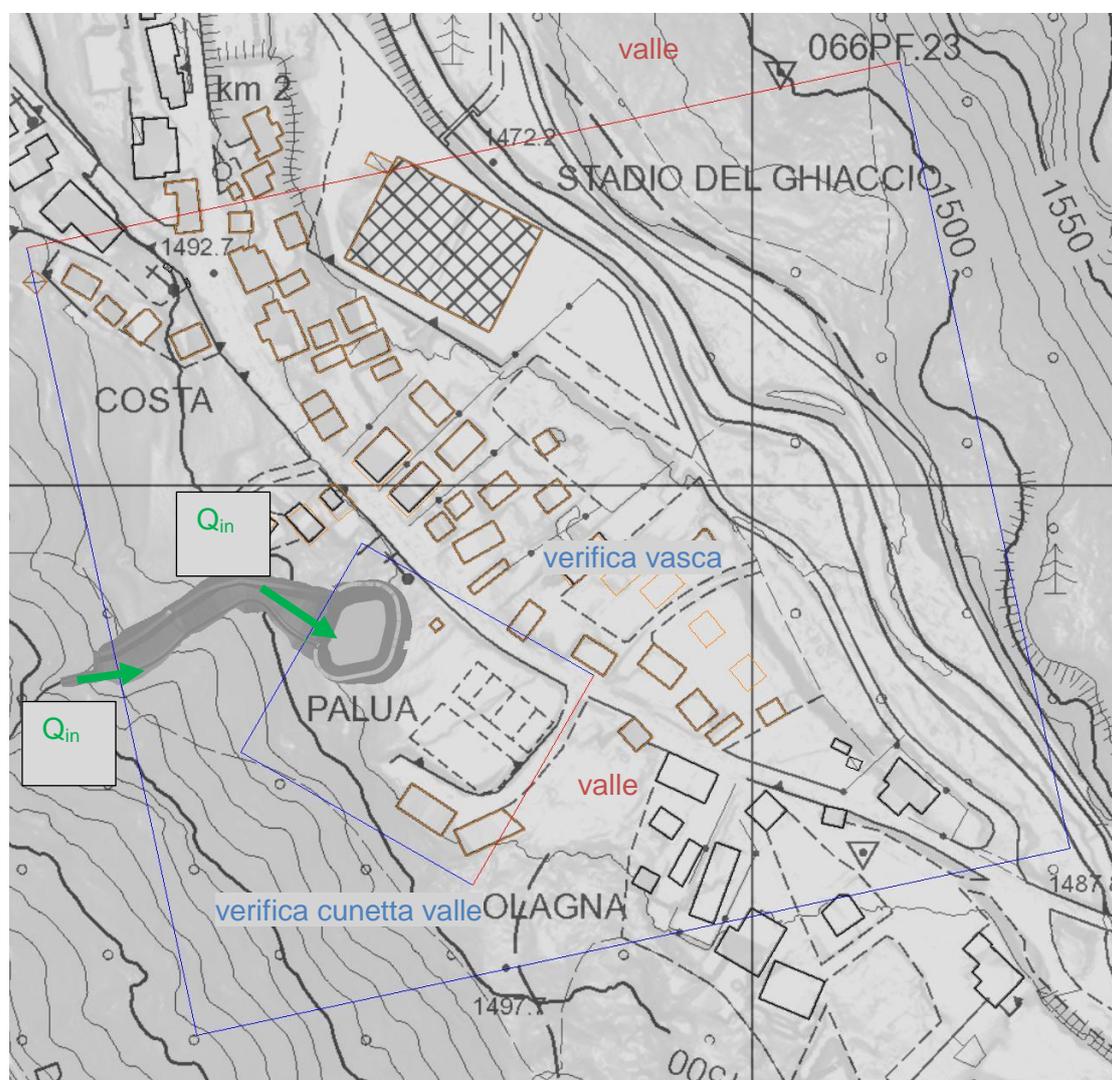


figura 15: Domini di calcolo utilizzato per le simulazioni idrauliche effettuate con il software TRENT2D<sup>DF</sup>. Dominio a valle per la verifica del cunettone e la vasca d'espansione.

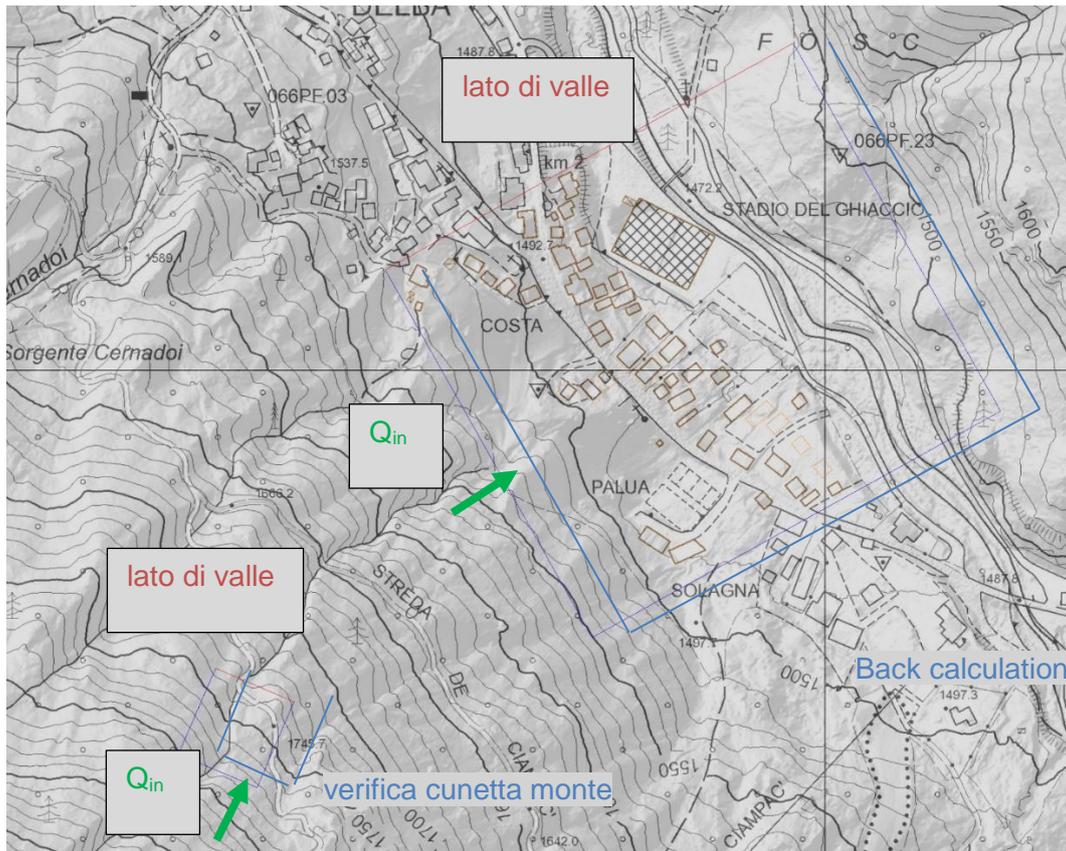


figura 16: Domini di calcolo utilizzato per le simulazioni idrauliche effettuate con il software TRENT2D<sup>DF</sup>. Dominio a valle per la backcalculation e dominio a monte per la verifica della cunetta.

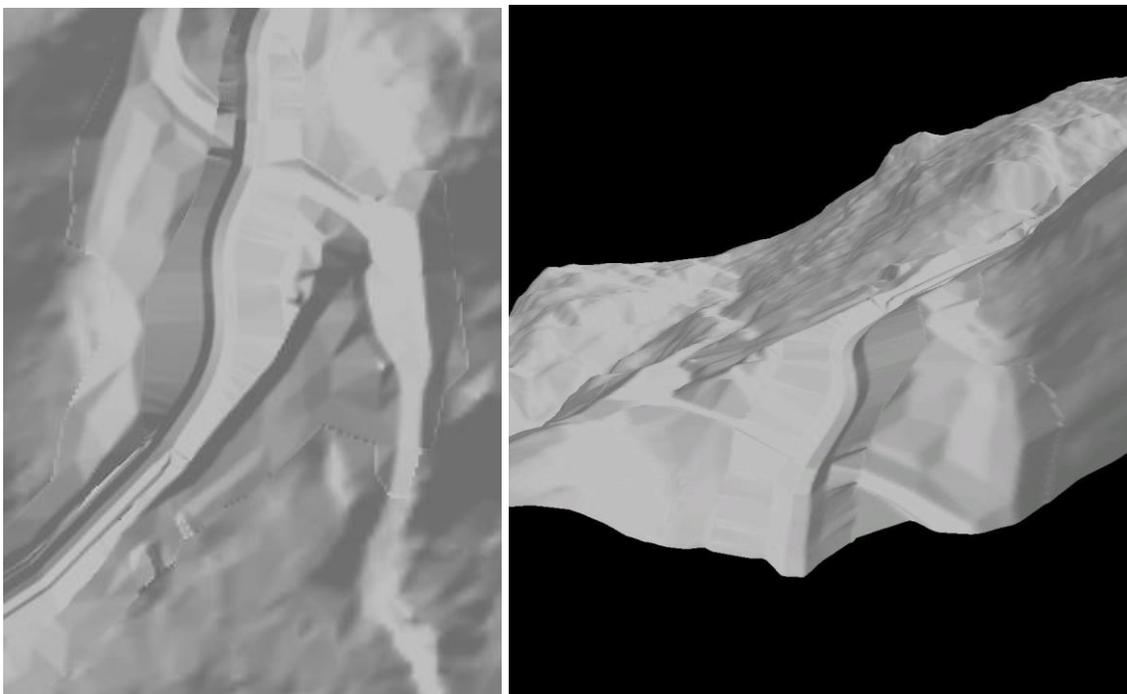
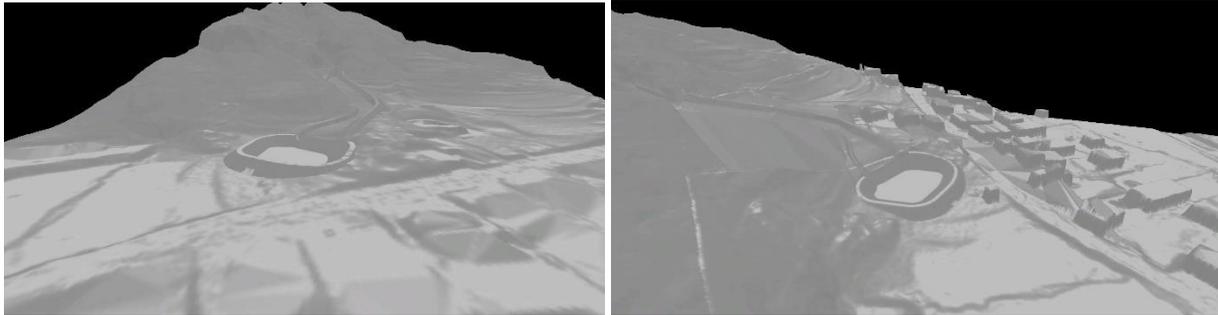


figura 17: Modifica del DTM per cunetta nella zona a monte in corrispondenza della strada forestale.



**figura 18: Modifica del DTM per la verifica del cunettone e la vasca d'espansione a valle del fossato.**

### 3.9.2 Condizioni al contorno e parametri di input per le simulazioni idrauliche

La stima delle condizioni di monte per le simulazioni numeriche (la condizione nella sezione d'ingresso nel dominio di calcolo) viene fatta assumendo che il moto sia uniforme e unidimensionale. In particolare, la condizione al contorno assegnata alla sezione di ingresso è l'idrogramma totale (idrogramma liquido più sedimentogramma). Le condizioni sul contorno di valle (i lati in uscita dal dominio computazionale) sono invece imposte uguagliando i flussi in uscita dalla generica cella con quelli valutati nella cella subito a monte. In tal modo si simula una condizione di libero deflusso per gli apporti idrici provenienti da monte.

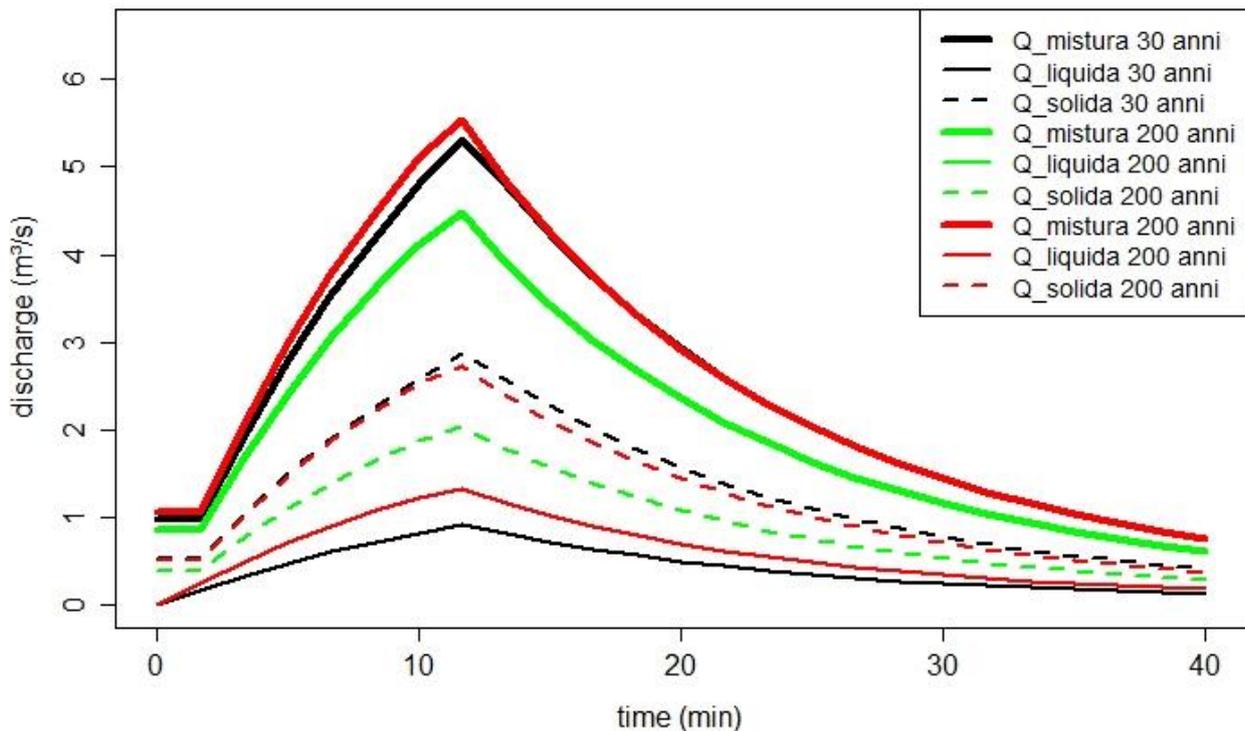
Gli idrogrammi di portata di mistura da assegnare come condizione di monte per le modellazioni idrauliche sono stati valutati applicando un fattore di amplificazione  $F_b$  agli idrogrammi di portata liquida calcolati alla sezione di chiusura del bacino. Tali idrogrammi di portata liquida, riportati in figura 14, sono stati stimati considerando i valori di pre-saturazione del bacino pari a 35% (TR30) e 40% (TR200). In questo modo si è scelto di collegare il tempo di ritorno dell'evento analizzato con il tempo di ritorno dell'evento di pioggia (su basi statistiche – LSPP) e con il grado di saturazione del bacino. Si suppone, in sostanza, che l'incremento del tempo di ritorno dell'onda di piena dipenda anche da un maggiore grado di saturazione del bacino idrografico.

Il fattore di amplificazione  $F_b$  è stato invece valutato facendo riferimento alle condizioni di equilibrio che si instaurano al passaggio degli idrogrammi di piena lungo il tratto del torrente IDR003 in cui si trova la sezione di ingresso del dominio di calcolo e caratterizzato da una pendenza media. Dal sedimentogramma così stimato sono stati quindi calcolati i volumi di sedimenti che il corso d'acqua potrebbe trasportare in condizioni di equilibrio e sono stati confrontati con i volumi di materiale solido disponibile. Nel caso specifico i volumi stimati all'equilibrio sono superiori rispetto ai volumi di materiale

solido disponibile. Si è quindi stimato il sedimentogramma da assegnare come condizione al contorno delle modellazioni idrauliche sulla base delle concentrazioni che si instaurano dato il volume solido disponibile ad essere mobilitato riportato in tabella 5. In specifico sono stati considerati:

- scenario0: 5000 m<sup>3</sup> prima stima del volume della colata avvenuta
- scenario1: 3500 m<sup>3</sup> volume disponibile a monte del bacino (tr01 + tr02 + tr03)
- scenario2+3: 4700 m<sup>3</sup> volume disponibile del bacino da valle del tratto sistemato (tr01 + tr02)

In figura 19 sono riportati i grafici del sedimentogramma e dell'idrogramma della miscela solido-liquida utilizzati nelle simulazioni idrauliche per gli eventi  $T_R = 30$  e 200 anni. In figura 19 sono riportati i dati di sintesi degli idrogrammi della miscela, mentre la tabella 7 riporta i parametri di input utilizzati nelle simulazioni numeriche.



**figura 19: Grafici del sedimentogramma e idrogramma della miscela solido-liquida utilizzati nelle modellazioni idrauliche dei vari scenari: nero - scenario0 (back calculation), verde – scenario1 (verifica monte), rosso - scenario2 (verifica valle).**

TORRENTE IDR003 (Area = 0.4 km <sup>2</sup> )										
Event	Condizioni di equilibrio				Condizioni di non equilibrio (dati i volumi)				$Q_{max}$ (liquida) (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{max}$ (mistura) (m <sup>3</sup> /s)
	$c$ (-) $c = \frac{c}{V_s/V_M}$	$F_b$ [-] $F_b = \frac{1}{1 - c/C_b}$	$V_{sed}$ (m <sup>3</sup> )	$V_s$ (m <sup>3</sup> )	$c$ (-) $c = \frac{c}{V_s/V_M}$	$F_b$ [-] $F_b = \frac{1}{1 - c/C_b}$	$V_{sed}$ (m <sup>3</sup> )	$V_s$ (m <sup>3</sup> )		
Scenario0 -T <sub>R</sub> 30 (i <sub>F</sub> = 0.50)	0.585	10.0	9435	6133	<b>0.54</b>	<b>5.84</b>	<b>5000</b>	<b>3250</b>	<b>0.91</b>	<b>5.32</b>
Scenario1 T <sub>R</sub> 200 (i <sub>F</sub> = 0.65)	0.585	10.0	13614	8849	<b>0.46</b>	<b>3.35</b>	<b>3560</b>	<b>2313</b>	<b>1.33</b>	<b>4.47</b>
Scenario2 T <sub>R</sub> 200 (i <sub>F</sub> = 0.50)	0.585	10.0	13614	8849	<b>0.49</b>	<b>4.16</b>	<b>4780</b>	<b>3107</b>	<b>1.33</b>	<b>5.37</b>
Scenario3 T <sub>R</sub> 200 (i <sub>F</sub> = 0.50)	0.585	10.0	13614	8849	<b>0.49</b>	<b>4.16</b>	<b>4780</b>	<b>3107</b>	<b>1.33</b>	<b>5.37</b>

tabella 6: Dati di sintesi degli idrogrammi e dei sedimentogrammi utilizzati nelle modellazioni idrauliche effettuate con il software TRENT2D<sup>DF</sup>. In colore rosso scuro sono evidenziati i valori utilizzati per la definizione degli idrogrammi di ingresso delle modellazioni idrauliche.

Parametro di input	Scenario0	Scenario1	Scenario2	Scenario3	Descrizione
$C_b$	0.65	0.65	0.65	0.65	Concentrazione di massimo impaccamento
$i_F$	0.23	0.37	0.26	0.11	Pendenza nella sezione di ingresso
$\Delta$	1.65	1.65	1.65	1.65	Densità relativa dei sedimenti
$\varphi_d$	30°	32°	32°	32°	Angolo di attrito dinamico del materiale solido
$\beta$	9.488	1.512	3.835	9.066	Parametro di trasporto
$\gamma$	20	20	20	20	Parametro di sommersenza

tabella 7: Parametri di input utilizzati nelle simulazioni idrauliche effettuate con il software TRENT2D<sup>DF</sup>.

### 3.9.3 Risultati delle simulazioni idrauliche

Nelle figure prossime sono riportati i risultati delle simulazioni idrauliche per i vari scenari. Sono riportati le mappe dei tiranti massimi, velocità massime, depositi e la superficie libera massima del flusso per verificare il franco.

### 3.9.3.1 Scenario0

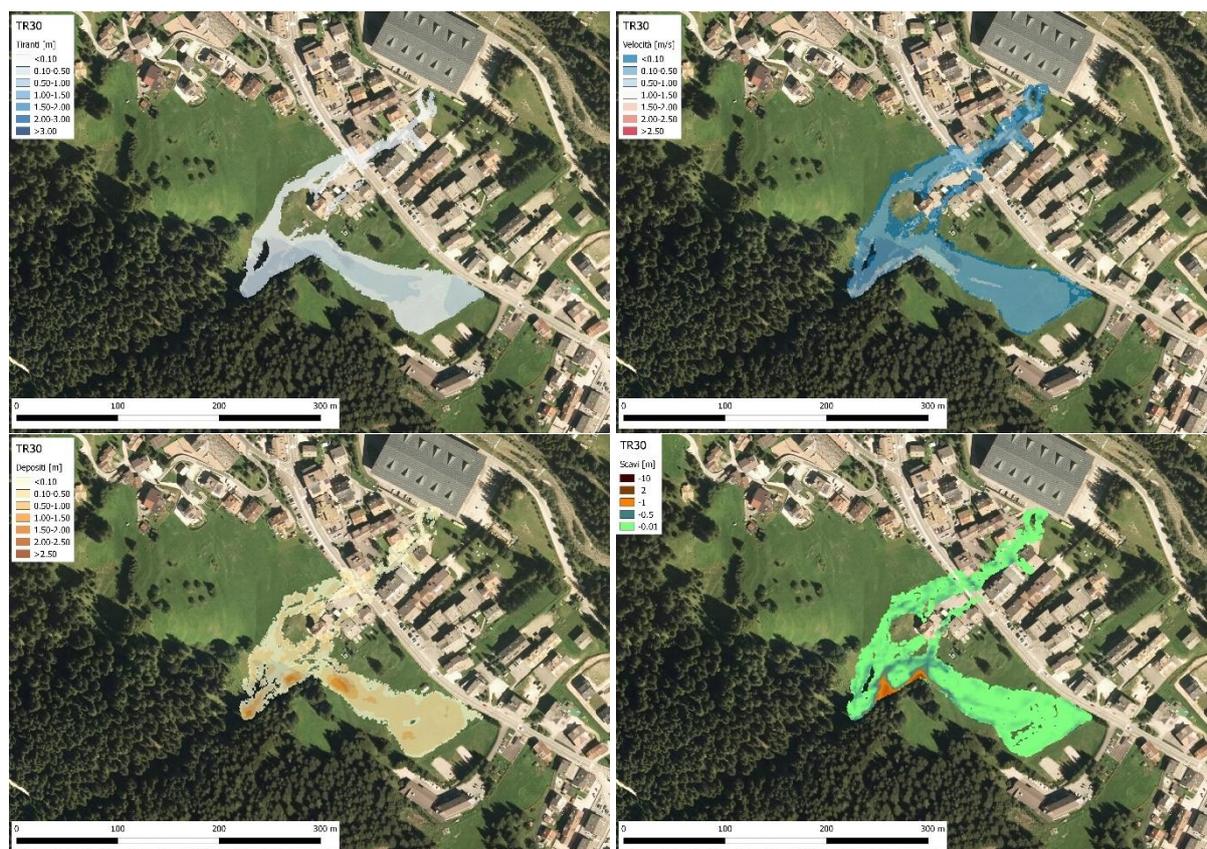


figura 20: Risultati del back-calculation (tempo di ritorno di 30 anni).

I risultati del back-calculation riproducono diverse caratteristiche dell'evento accaduto. Si vedono la tendenza di scavo alla parte destra del fossato e quindi la deviazione di una gran parte del flusso verso ovest. In più si può anche osservare la propagazione della colata in direzione dello stadio del ghiaccio, passando la pizzeria e altri edifici limitrofe colpite e prendendo la strada ripida che porta allo stadio.

### 3.9.3.2 Scenario1

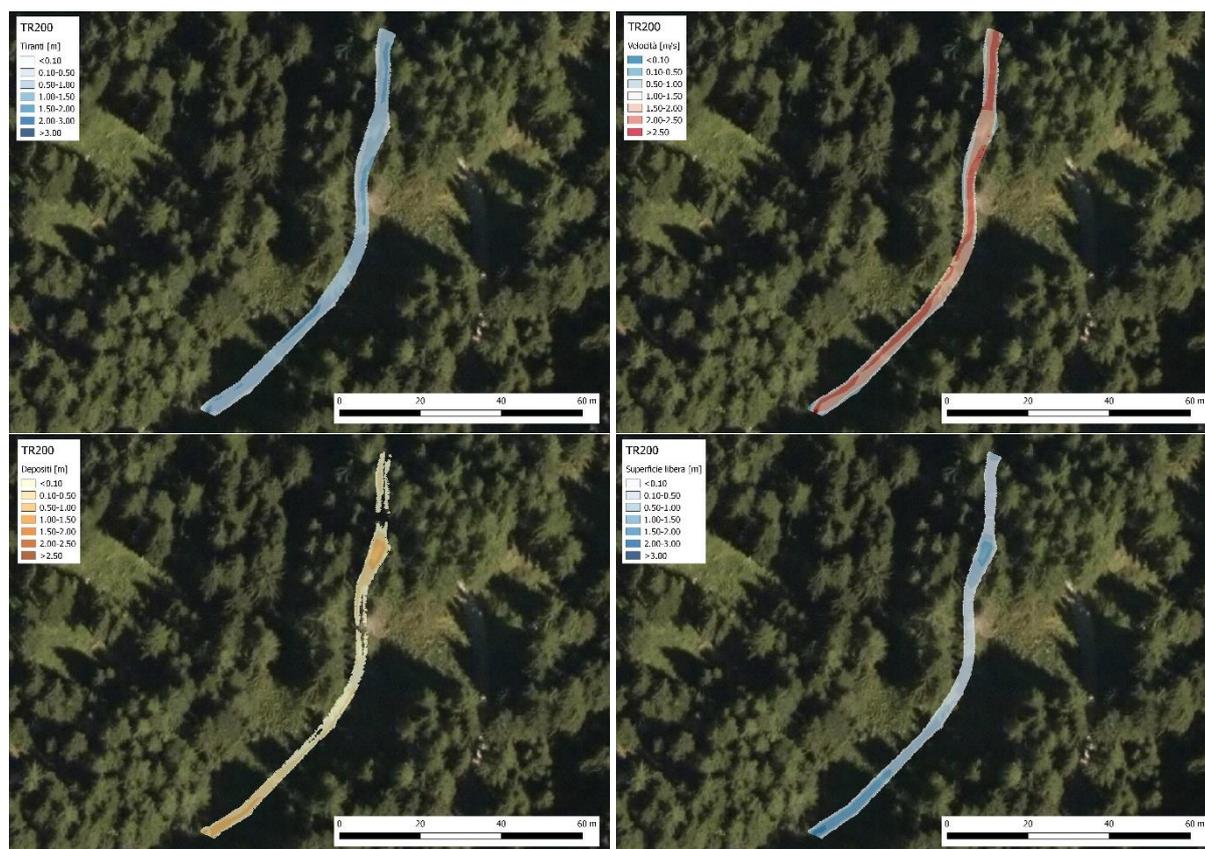


figura 21: Risultati dello scenario 1 (tempo di ritorno di 200 anni).

I risultati della verifica della cunetta nella parte media del bacino ha evidenziato che la sezione dell'opera prevista e la sua integrazione nel terreno esistente risultano sufficienti a far transitare la portata liquida e solida della mistura per la zona sistemata. Si sviluppano tiranti attorno 1 m che scorrono con 2.5 m/s a 3 m/s, depositi nel canale sistemato rimangono sotto i 20 cm.

3.9.3.3 Scenario2

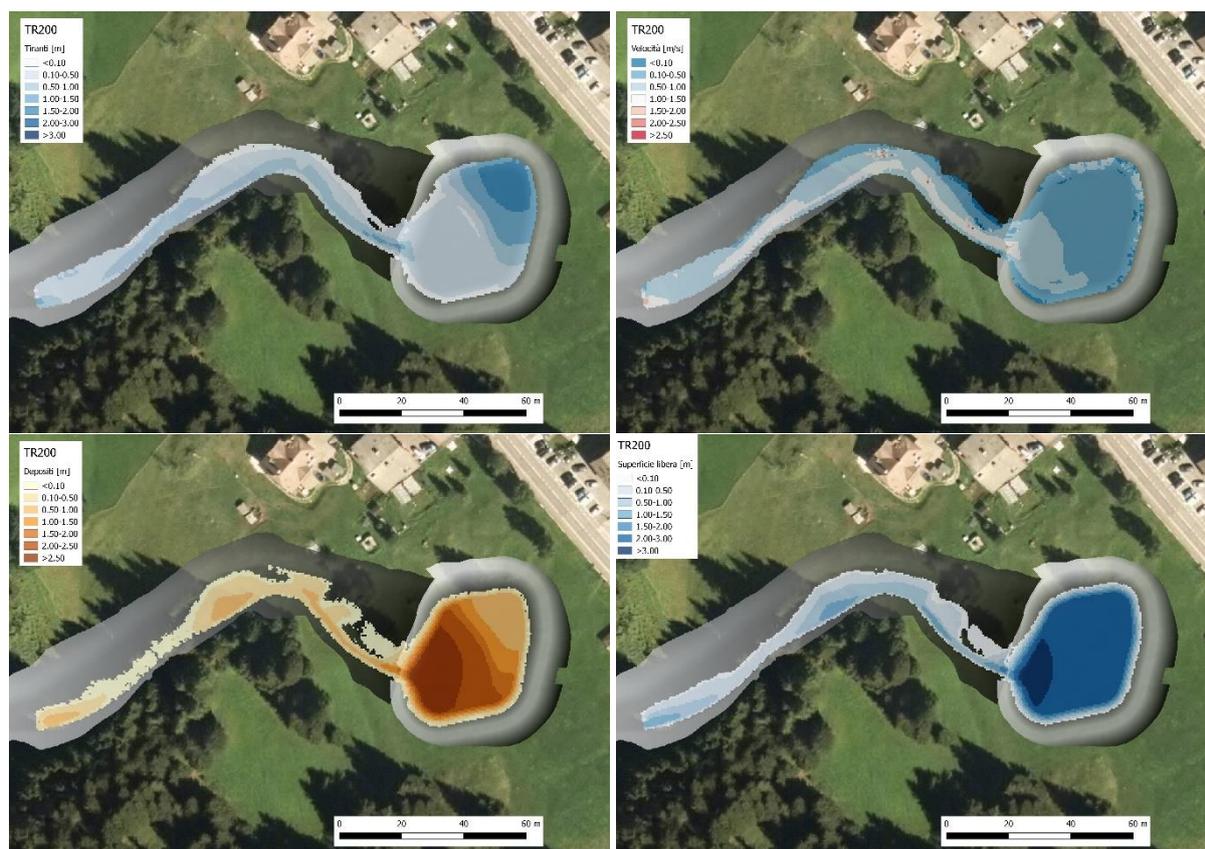


figura 22: Risultati dello scenario 2 (tempo di ritorno di 200 anni).

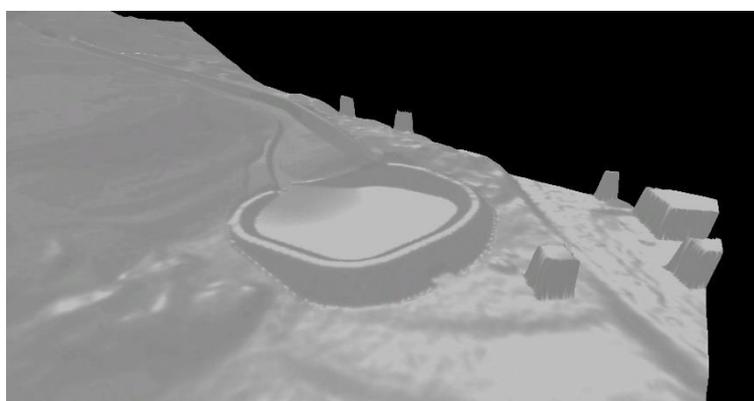


figura 23: Rappresentazione 3D della superficie libera.

I risultati della verifica della cunetta nella parte bassa del bacino ha evidenziato che la sezione dell'opera prevista e la sua integrazione nel terreno esistente risultano sufficienti a far transitare la portata liquida e solida della mistura per la zona sistemata fino alla vasca di deposito. Grazie alla sezione larga, che è stata progettata per fungere anche come opera paravalanghe, i tiranti che si sviluppano raggiungono 60 cm e all'imbocco nella vasca di deposito circa 1 m. A causa della sezione larga e le velocità basse si verificano depositi fino a 80 cm. L'ultimo pezzo del cunettone è di nuovo più ripido e per questo le velocità sono più elevate lì.

3.9.3.4 Scenario3

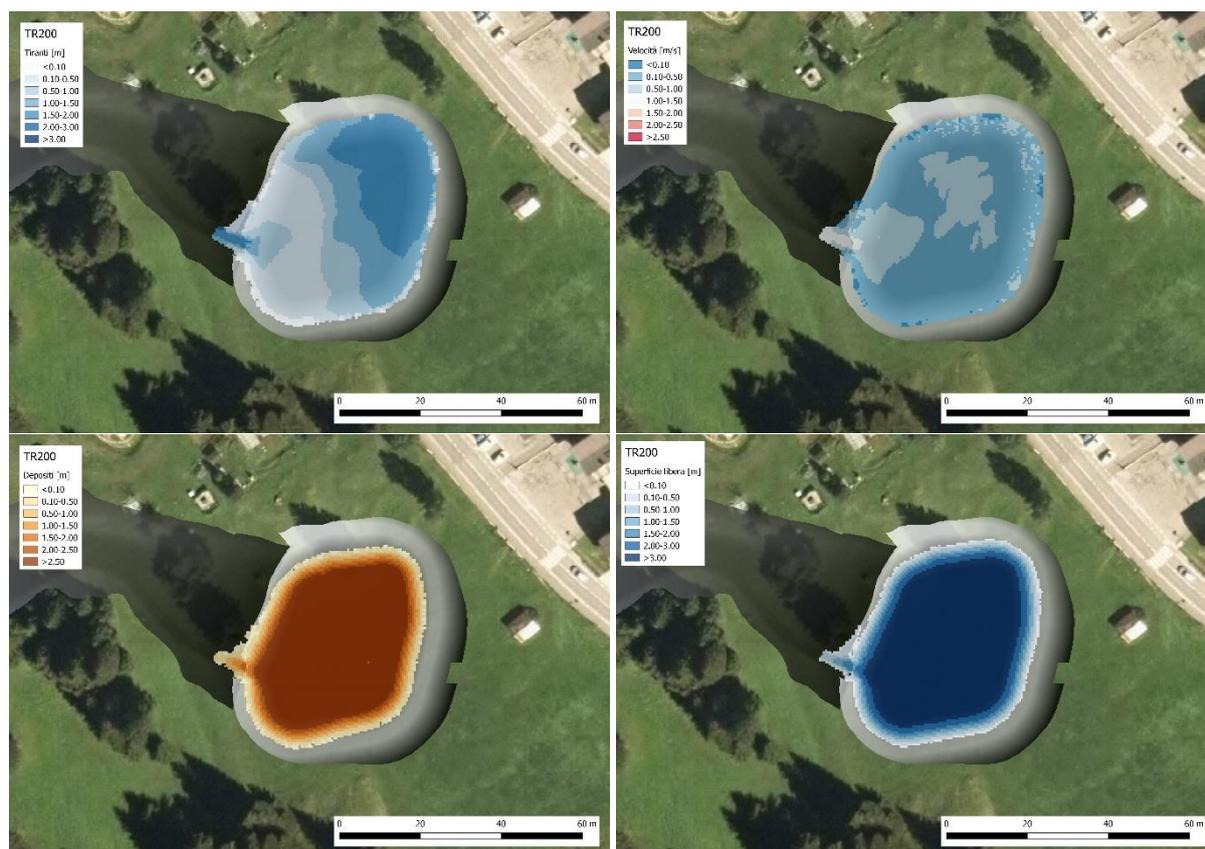


figura 24: Risultati dello scenario 3 (tempo di ritorno di 200 anni).

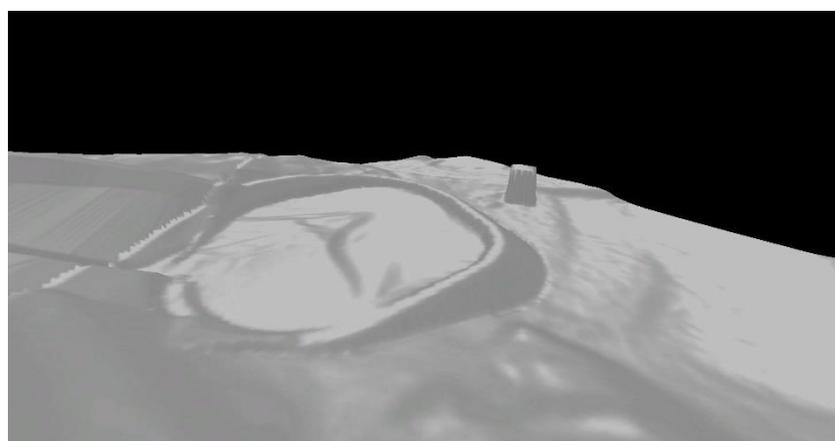


figura 25: Rappresentazione 3D della superficie libera (a sinistra) e del deposito finale (a destra).

I risultati della verifica della vasca nella parte bassa del bacino hanno mostrato che l'opera prevista è in grado a far depositare in volume dell'evento considerato. I depositi di materiale solido hanno uno spessore di circa 3 m subito dopo l'imbocco della cunetta e poi si distribuiscono nella zona prevista con spessori di circa 2 m in vicin ta del vallo di contenimento.

## **4 INTERVENTI TECNICI E FASI DI SVILUPPO DEI LAVORI**

Gli interventi tecnici rispecchiano quanto concordato con la pubblica amministrazione, nella fase di direzione lavori ed esecuzione si adeguerà il progetto a quanto realizzato provvedendo ad integrare quanto presentato a seconda dei nuovi dati riscontrati sul posto e a quanto realizzato dall'impresa.

Nella fase di direzione lavori si provvederà a specificare i materiali e le disposizioni costruttive di dettaglio non evidenziate negli elaborati.



## VERIFICA A RIBALTAMENTO

### 6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3)$$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Tabella 2.6.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qs}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

## CALCOLO RESISTENZA: APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2

### pesi specifici:

$\gamma_{cls}$ =	25,00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{sat}$ =	20,00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{secco}$ =	19,00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_w$ =	10,00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{fango}$ =	14,00	kN/m <sup>3</sup>

### caratteristiche terreno:

$\phi'$ =	30,00	°
$\phi'$ =	0,52	rad
$\tan \phi'$ =	0,58	
$\tan \phi' / \gamma_M$ =	0,46	
$k_a$ =	0,33	

## CALCOLO DEI MOMENTI STABILIZZANTI

### CARICHI VERTICALI STABILIZZANTI:

#### 1) peso platea

$\gamma_{G1}$ =	0,9	(EQU)
$\gamma_{cls}$ =	25 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	12,00 m	
L (o area) =	16,20 m	
H (o spess) =	1,00 m	
Vol =	194,40 m <sup>3</sup>	

<b>peso P1 =</b>	<b>4374,00 kN</b>
<b>braccio b1 =</b>	<b>8,10 m</b>
<b>momento M1 =</b>	<b>35429,40 kNm</b>

#### 2) peso muro

$\gamma_{G1}$ =	0,9	(EQU)
$\gamma_{cls}$ =	25 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	1,00	
L (o area) =	70,80 m <sup>2</sup>	
H (o spess) =	0,70 m	
Vol muro =	49,56 m <sup>3</sup>	

<b>peso P2 =</b>	<b>1115,10 kN</b>
<b>braccio b2 =</b>	<b>6,45 m</b>
<b>momento M2 =</b>	<b>7192,40 kNm</b>

#### 3) peso setti monte

$\gamma_{G1}$ =	0,9	(EQU)
$\gamma_{cls}$ =	25,00 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	2,00	
L (o area) =	29,60 m <sup>2</sup>	
H (o spess) =	0,50 m	
Vol setti monte =	29,60 m <sup>3</sup>	

<b>peso P3 =</b>	<b>666,00 kN</b>
<b>braccio b3 =</b>	<b>10,01 m</b>
<b>momento M3 =</b>	<b>6666,07 kNm</b>

---

#### 4) peso terrapieni monte

$\gamma_{G1} =$	0,9	(EQU)
$\gamma_{sat} =$	20,00 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	2,00	
L (o area) =	29,60 m <sup>2</sup>	
H (o spess) =	3,50 m	
Vol setti monte =	207,20 m <sup>3</sup>	

<b>peso P4 =</b>	<b>3729,60 kN</b>
<b>braccio b4 =</b>	<b>10,01 m</b>
<b>momento M4 =</b>	<b>37330,01 kNm</b>

---

#### 5) peso setti valle

$\gamma_{G1} =$	0,9	(EQU)
$\gamma_{dis} =$	25,00 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	2,00	
L (o area) =	28,49 m <sup>2</sup>	
H (o spess) =	0,50 m	
Vol setti monte =	28,49 m <sup>3</sup>	

<b>peso P5 =</b>	<b>641,03 kN</b>
<b>braccio b5 =</b>	<b>2,96 m</b>
<b>momento M5 =</b>	<b>1895,10 kNm</b>

---

#### 6) peso terrapieni valle

$\gamma_{G1} =$	0,9	(EQU)
$\gamma_{secco} =$	19,00 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	2,00	
L (o area) =	28,49 m <sup>2</sup>	
H (o spess) =	3,50 m	
Vol setti monte =	199,43 m <sup>3</sup>	

<b>peso P6 =</b>	<b>3410,25 kN</b>
<b>braccio b6 =</b>	<b>2,96 m</b>
<b>momento M6 =</b>	<b>10081,94 kNm</b>

---

#### 7) peso fango monte

$\gamma_{G1} =$	0,9	(EQU)
$\gamma_{fango} =$	14,00 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	4,00 m	
L (o area) =	9,40 m	
H (o spess) =	6,00 m	
Vol =	225,60 m <sup>3</sup>	

<b>peso P7 =</b>	<b>2842,56 kN</b>
<b>braccio b7 =</b>	<b>11,50 m</b>
<b>momento M7 =</b>	<b>32689,44 kNm</b>

---

<b>M<sub>stab</sub> = 131284,36 kNm</b>	<b>Somma momenti stabilizzanti</b>
---	------------------------------------

---

## CALCOLO DEI MOMENTI RIBALTANTI

### 1) spinta fango a monte

$$\gamma_{G1} = 1,5 \quad (\text{EQU})$$

$$\gamma_{\text{fango}} = 14,00 \text{ kN/m}^3$$

$$H = 6 \text{ m} \quad \text{altezza massima acqua}$$

$$B = 12 \text{ m} \quad \text{larghezza muro}$$

$$\text{spinta acqua/fango } S1 = 4536,00 \text{ kN} \quad \text{spinta idrostatica}$$

$$\text{braccio } b1 = 5,00 \text{ m}$$

$$\text{momento } M1 = 22680,00 \text{ kNm}$$

### 2) sottospinta

$$\gamma_{G1} = 1,5 \quad (\text{EQU})$$

$$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$$

$$p_{\text{min}} = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{max}} = 60 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{med}} = 35 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 16,2 \text{ m} \quad \text{lunghezza platea}$$

$$B = 12 \text{ m} \quad \text{larghezza platea}$$

$$\text{area platea} = 194,4 \text{ m}^2$$

$$\text{sottospinta } S2 = 10206,00 \text{ kN}$$

$$\text{momento } M2 = 102351,60 \text{ kNm}$$

$$\text{braccio } b2 = 10,03 \text{ m}$$

$$M_{\text{rib}} = 125031,60 \text{ kNm} \quad \text{Somma momenti ribaltanti}$$

$$M_{\text{stab}} / M_{\text{rib}} \geq 1 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

## VERIFICA A SCORRIMENTO

### 6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3)$$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente 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 <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q3}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.**

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

---

**CALCOLO RESISTENZA: APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2****pesi specifici:**

$\gamma_{cls}$ =	25,00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{sat}$ =	20,00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{secco}$ =	19,00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_w$ =	10,00	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{fango}$ =	14,00	kN/m <sup>3</sup>

**caratteristiche terreno:**

$\phi'$ =	30,00	°
$\phi'$ =	0,52	rad
$\tan \phi'$ =	0,58	
$\tan \phi' / \gamma_M$ =	0,46	
$k_a$ =	0,33	

---

**CALCOLO DELLA RESISTENZA A SCORRIMENTO**

---

**CARICHI VERTICALI CHE DETERMINANO LA RESISTENZA A SCORRIMENTO:****1) peso platea**

$\gamma_{G1}$ =	1	(A2)
$\gamma_{cls}$ =	25 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	12,00 m	
L (o area) =	16,20 m	
H (o spess) =	1,00 m	
Vol =	194,40 m <sup>3</sup>	

---

**carico verticale V1 = 4860 kN**

---

**2) peso setti**

$\gamma_{G1}$ =	1	(A2)
$\gamma_{cls}$ =	25 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	1,00	
L (o area) =	70,80 m <sup>2</sup>	
H (o spess) =	0,70 m	
Vol muro =	49,56 m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	2,00	
L (o area) =	29,60 m <sup>2</sup>	
H (o spess) =	0,50 m	
Vol setti monte =	29,60 m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	2,00	
L (o area) =	28,49 m <sup>2</sup>	
H (o spess) =	0,50 m	
Vol setti valle =	28,49 m <sup>3</sup>	
Vol tot =	107,65 m <sup>3</sup>	

---

**carico verticale V2 = 2691,25 kN**

---

---

### 3) peso terrapieni di monte

$\gamma_{G1} =$	1	(A2)
$\gamma_{sat} =$	20 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	2,00	
L (o area) =	29,60 m <sup>2</sup>	
H (o spess) =	3,50 m	
Vol =	207,20 m <sup>3</sup>	

---

**carico verticale V3 = 4144 kN**

---

### 4) peso fango monte

$\gamma_{G1} =$	1	(A2)
$\gamma_{fango} =$	14 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	4,00 m	
L (o area) =	9,40 m	
H (o spess) =	6,00 m	
Vol =	225,60 m <sup>3</sup>	

---

**carico verticale V4 = 3158,4 kN**

---

### 5) peso terrapieni di valle

$\gamma_{G1} =$	1	(A2)
$\gamma_{secco} =$	19 kN/m <sup>3</sup>	
B (o n°) =	2,00	
L (o area) =	28,49 m <sup>2</sup>	
H (o spess) =	3,50 m	
Vol =	199,43 m <sup>3</sup>	

---

**carico verticale V3 = 3789,17 kN**

---

### 6) sottospinta

$\gamma_{G1} =$	1,3	(A2)
$\gamma_{fango} =$	10,00 kN/m <sup>3</sup>	
$\rho_{min} =$	10 kN/m <sup>2</sup>	
$\rho_{max} =$	60 kN/m <sup>2</sup>	
$\rho_{med} =$	35 kN/m <sup>2</sup>	
area platea =	194,4 m <sup>2</sup>	

---

**carico verticale V3 = -8845,2 kN**

---

---

<b>carico verticale V<sub>tot</sub> = 18642,82 kN</b>	<b>Somma carichi verticali stabilizzanti</b>
<b>carico vert. efficace V<sub>tot</sub> = 9797,62 kN</b>	<b>Somma al netto della sottospinta</b>

---

---

**R<sub>sd</sub> = V<sub>tot</sub> x tan  $\phi'$  /  $\gamma_M$  = 4525,33 kN**      **Resistenza alla traslazione**

---

## CALCOLO DELLA FORZA ORIZZONTALE COMPLESSIVA

### 1) spinta fango a monte

$$\gamma_{G1} = 1,3 \quad (A2)$$

$$\gamma_{\text{fango}} = 14,00 \text{ kN/m}^3$$

$$H = 6 \text{ m} \quad \text{altezza massima acqua}$$

$$B = 12 \text{ m} \quad \text{larghezza muro}$$

$$\text{spinta acqua/fango} = 3931,2 \text{ kN} \quad \text{spinta idrostatica}$$

$$H_{sd} = 3931,20 \text{ kN} \quad \text{Forza orizzontale complessiva}$$

$$H_{sd} \leq R_{sd} \implies \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$