

PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO
COMUNE DI CEMBRA LISIGNAGO

STUDIO IDROLOGICO, SEDIMENTOLOGICO ED IDRAULICO DEL BACINO
AFFERENTE AL RIO DI PIAZZOLE PER LA COMPATIBILITA' IDRAULICA DEL
PROGETTO DI COLLEGAMENTO LONA – CEMBRA

Ottobre 2021

COMMITTENTE: COMUNE DI CEMBRA LISIGNAGO

IL TECNICO
Dott. Silvio Grisotto



Settembre, 2021

SOMMARIO

1 – INTRODUZIONE E PREMESSA METODOLOGICA.....	3
2 – INQUADRAMENTO DEL BACINO IN STUDIO: GEOLOGIA, USO DEL SUOLO, RISPOSTA IDROLOGICA	3
3. STIMA DELL'EVENTO DI PROGETTO A SCALA DI BACINO	8
4. STIMA DEL "DEBRISGRAMMA" DI PROGETTO	13
5. LA SIMULAZIONE NUMERICA BIDIMENSIONALE CON IL CODICE TRENT-2D®	18
6. LA SIMULAZIONE NUMERICA MONODIMENSIONALE CON IL CODICE HEC-RAS®	21

1 – INTRODUZIONE E PREMESSA METODOLOGICA

Il presente studio si inserisce quale valutazione idrologica, sedimentologica ed idraulica per il corretto dimensionamento e compatibilità dell'opera di attraversamento del rio di Piazzole, inserita nel progetto generale di *Collegamento Lona – Cembra per la valorizzazione della viabilità esistente a scopo turistico ed agricolo* a firma dell'Ing. Andrea Zanetti dello studio STA di Trento, per i cui dettagli si rimanda agli elaborati progettuali. Lo studio si pone l'obiettivo di valutare la possibile risposta idrologica e sedimentologica del bacino afferente al corso d'acqua di cui sopra (no acqua pubblica-no particella demaniale ramo acque) in concomitanza di eventi a bassa o bassissima probabilità di accadimento così come richiesti dalla normativa vigente per la verifica di nuove strutture di attraversamento dei corsi d'acqua (NTC 2018), che nella fattispecie riguardano piene con forte trasporto solido, anche iperconcentrate, sviluppabili sul corso d'acqua, con un TR variabile tra 30 e 200 anni, quali limiti minimo e massimo richiesti dalla normativa. La rete idrografica analizzata è costituita sostanzialmente da un'asta torrentizia principale che si origina in maniera stabile a valle della frazione Piazzole e della S.P. 71 in cui si immette, poco a monte della confluenza con l'Avisio, un secondo collettore effimero senza nome, caratterizzato dalla presenza di una evidente nicchia di frana recente nella zona di origine. Trattasi di due collettori a deflusso semi-permanente, con portate ordinarie comunque piuttosto ridotte e non costanti, anche collegati alla rete di smaltimento delle acque bianche afferenti all'area urbanizzata delle due piccole frazioni di Piazzole e Casara nonché dei deflussi generati dalle importanti bonifiche agrarie a vigneto localizzate sul versante di destra idrografica a valle della S.P. 71, che hanno certamente modificato le direzioni di deflusso e risotto i tempi di risposta alla precipitazione di un versante caratterizzato dalle scadenti caratteristiche geologico-geotecniche che lo espongono a diffusi fenomeni di erosione instabilità, seppur prevalentemente di tipo superficiale. Obiettivo dello studio è quello di stimare con sufficiente grado di accuratezza le portate al colmo solido-liquide potenzialmente da attendersi nel corso d'acqua ed in corrispondenza dell'infrastruttura in progetto per eseguirne la verifica di compatibilità idraulica e, nel caso tale verifica non fosse pienamente soddisfatta, definire eventuali misure gestionali della stessa atte a garantire l'incolumità delle persone.

2 – INQUADRAMENTO DEL BACINO IN STUDIO: GEOLOGIA, USO DEL SUOLO, RISPOSTA IDROLOGICA

Trattasi di un piccolo bacino caratterizzato da una classica forma abbastanza stretta ed allungata con evidente grado di torrenzialità nella parte medio-bassa a valle della SP 71, mentre a monte di questa non vi sia la presenza di un vero e proprio collettore quanti più invece di una serie di piccoli impluvi effimeri e da direzioni di deflusso comandate più dalla sentieristica e delle piste di esbosco che da veri e propri impluvi. La parte altra del bacino, oltre la SP 71 presenta copertura di origine glaciale (till indifferenziato) piuttosto abbondante ed alla testata gli affioramenti delle ignimbriti riodacitiche che costituiscono la formazione di Gragazzone. Lungo la SP 71 affiorano le lave dacitiche e riodacitiche della Formazione di Lona, entrambe caratterizzate da rocce piuttosto compatte dalla bassissima erodibilità (formano alla base coltri detritiche piuttosto grossolane e spigolose) e dalla bassa permeabilità, se non per fenomeni di fessurazione.

Il versante a valle della SP71 dell'area urbanizzata si presenta sempre piuttosto pendente, caratterizzato invece dalla scarsa presenza di roccia affiorante in pareti verticali o subverticali come presenti più a monte, se non in alcuni punti di discontinuità visibile lungo l'asta torrentizia che ne garantiscono una certa stabilità complessiva nei confronti dell'approfondimento funzionando da vere e proprie briglie naturali.

Abbondano invece le coperture quaternarie costituite prevalentemente da depositi alluvionali e fluvioglaciali, caratterizzati da altissima erodibilità e permeabilità che varia da media a localmente elevata, caratterizzati da abbondante presenza di matrice sabbioso-limosa.

L'elevata erodibilità dei depositi quaternari (depositi fluvioglaciali), che caratterizzano la parte medio-bassa del bacino, ha originato forme abbastanza dolci e arrotondate e la presenza di un evidente discontinuità morfologica (terrazzo) tra la zona urbanizzata e quella coltivata. Proprio in questa zona di discontinuità morfologica si sono originati, nel passato più o meno recente, fenomeni di dissesto ai danni della coltre alluvionale, della tipologia prevalente dello scivolamento e del colamento rapido. Anche la forte attività agricola, con la realizzazione di varie strade interpoderali (spesso dotate di attraversamenti inadeguati ed inefficienti), capezzagne, ecc. ha certamente influenzato in maniera negativa la stabilità del versante e le capacità di smaltimento delle portate.

La ridotta permeabilità delle rocce del substrato (vulcaniti) presenti nella parte alta e quella molto più elevata dei depositi quaternari può favorire risposte idrologiche differenti all'interno del bacino, con tempi di risposta molto brevi nella zona di testata ed in quella urbanizzata e più allungati, oltre che meno abbondanti, in quella medio-bassa.

Partendo da un DTM 2x2 m dell'area, derivante dall'interpolazione del più preciso DTM LIDAR, si è estratto il bacino e se ne sono estrapolate le principali caratteristiche morfometriche ed idrografiche, di seguito riportate (Tab. 2.1)

	Valore	U.m.
Superficie totale del bacino	0.54 – 0.63	km ²
Quota minima	434	m s.l.m.
Quota media	724	m s.l.m.
Quota massima	1032	m s.l.m.
Pendenza media	27.9 - 53.0	° - %
Pendenza massima	74.5 - 360	° - %
Esposizione prevalente	NW	-
Lunghezza asta principale	0.67	km
Lunghezza complessiva reticolo drenaggio	1.43	Km
Densità di drenaggio complessiva	2.64	km/km ²
Tempo di propagazione MED-MAX	0.61-2.71	ore

Tab. 2.1 – Principali dati morfometrici e idrografici dei bacini indagati

Dal punto di vista geolitologico, geomorfologico e strutturale, il bacino si presenta con una geologia piuttosto semplificata rientrando completamente entro la Piattaforma Porfirica Atesina, originatasi verso la fine del Paleozoico (Permiano, 300–235 milioni di anni fa), periodo in cui presero il via grandissimi fenomeni eruttivi che hanno portato alla sua formazione.

Gli affioramenti principali sono costituiti infatti da Porfidi quarziferi, rocce estremamente dure e compatte ma spesso fittamente fratturate. La ragione di questa struttura è da far risalire alla contrazione termica legata al rapidissimo raffreddamento del materiale espulso in superficie (Mottana et al., 1981; Lammerer, 1992).

Si tratta di affioramenti dotati di erodibilità piuttosto bassa ma da permeabilità primaria da bassa a bassissima che può aumentare localmente per fratturazione dovuta al disturbo tettonico che caratterizza il versante. Sono caratterizzati da erodibilità piuttosto bassa e dalla loro disgregazione meccanica forniscono materiale piuttosto grossolano, con poca matrice fine prevalentemente sabbiosa.

Gli affioramenti porfirici risultano abbondantemente ricoperti da depositi detritici e fluvio-gliaciali quaternari. Nella fase cataglaciale la Valle di Cembra era sommersa da una coltre di ghiacci di più di 1700 metri di spessore, tanto che perfino le cime ne erano coperte. L'acme glaciale si può datare a circa 18000 anni fa a cui seguì un rapidissimo ritiro dei ghiacci, che si può dire concluso circa 8000 anni fa.

Le glaciazioni quaternarie non sono solo testimoniate dalle forme della parte alta dei versanti ma anche dalle grandi quantità di depositi morenici e di quelli fluvio-glaciali (Valli, 1980; Urani, 1980). I primi si trovano più in alto ed in particolare si annidano nelle vallette laterali, mentre i secondi dominano nelle parti verso il fondovalle dell'Avisio (Bartolomei et al., 1962). Si tratta di depositi caratterizzati da permeabilità variabile da elevata (morene grossolane) a media nei punti in cui vi è la presenza localizzata di lenti di materiale più fine (limi). La loro erodibilità è elevatissima. Si riportano di seguito le figure di inquadramento geolitologico, sedimentologico (erodibilità) ed idrologico (permeabilità) del bacino.

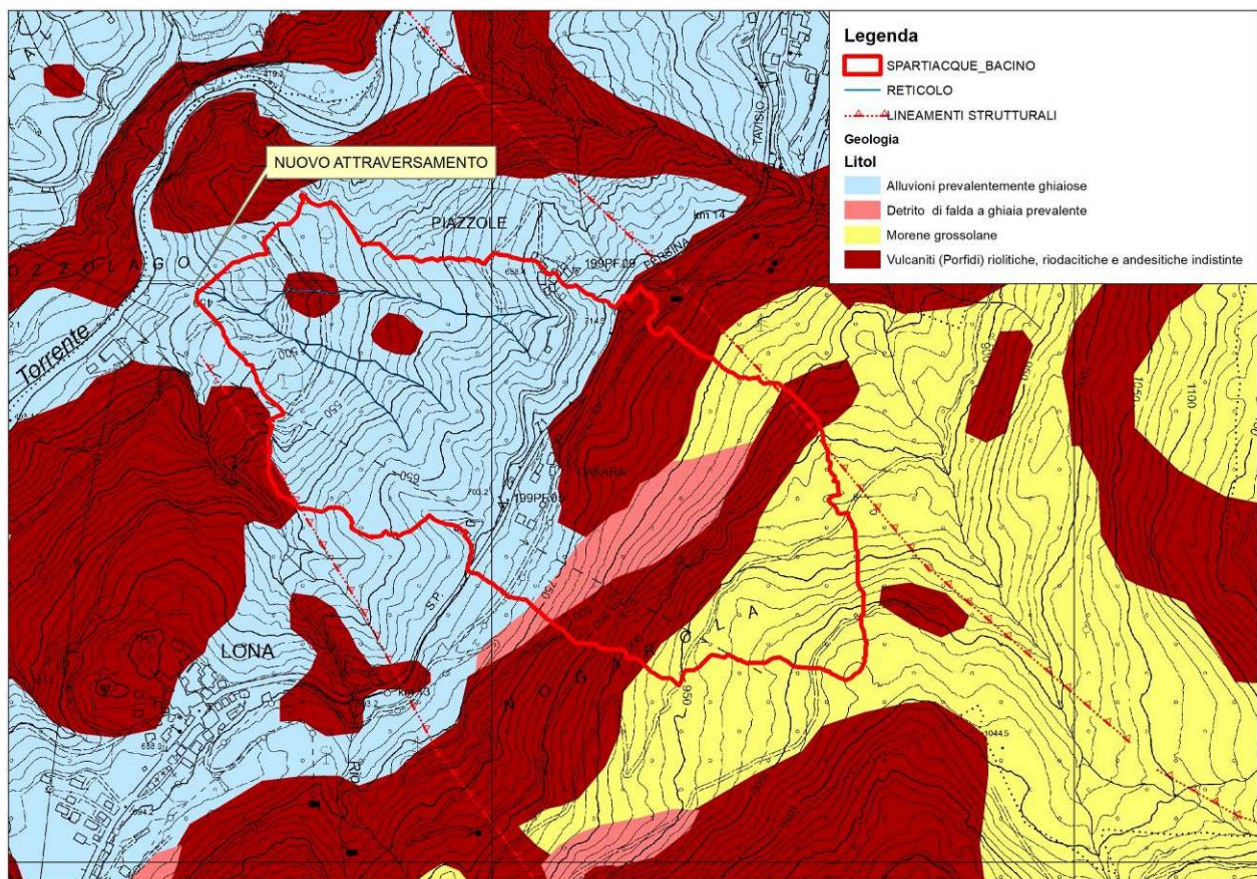


Fig. 2.1 – Carta geolitologica e dei lineamenti strutturali nel bacino in studio

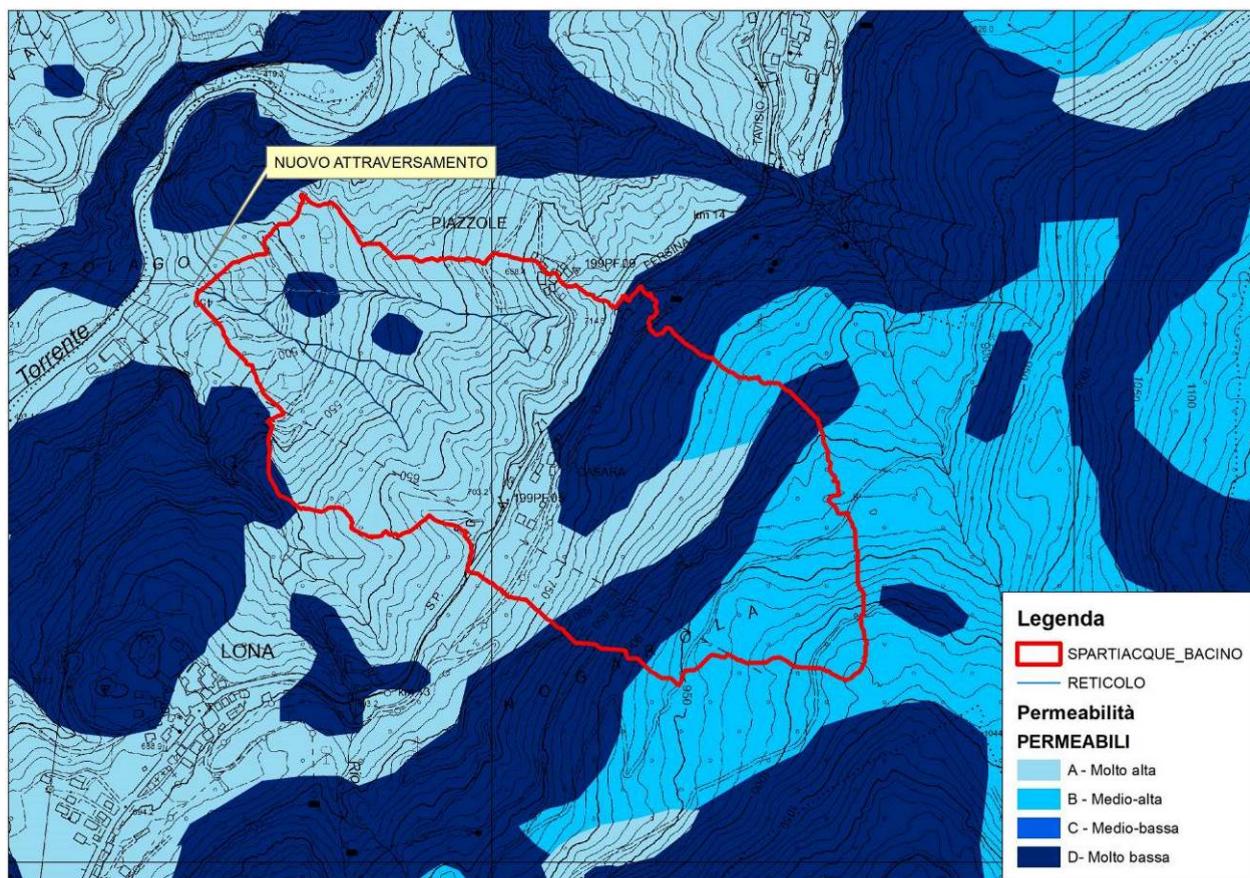


Fig. 2.2 – Carta della permeabilità (gruppi idrologici SCS) dei substrati

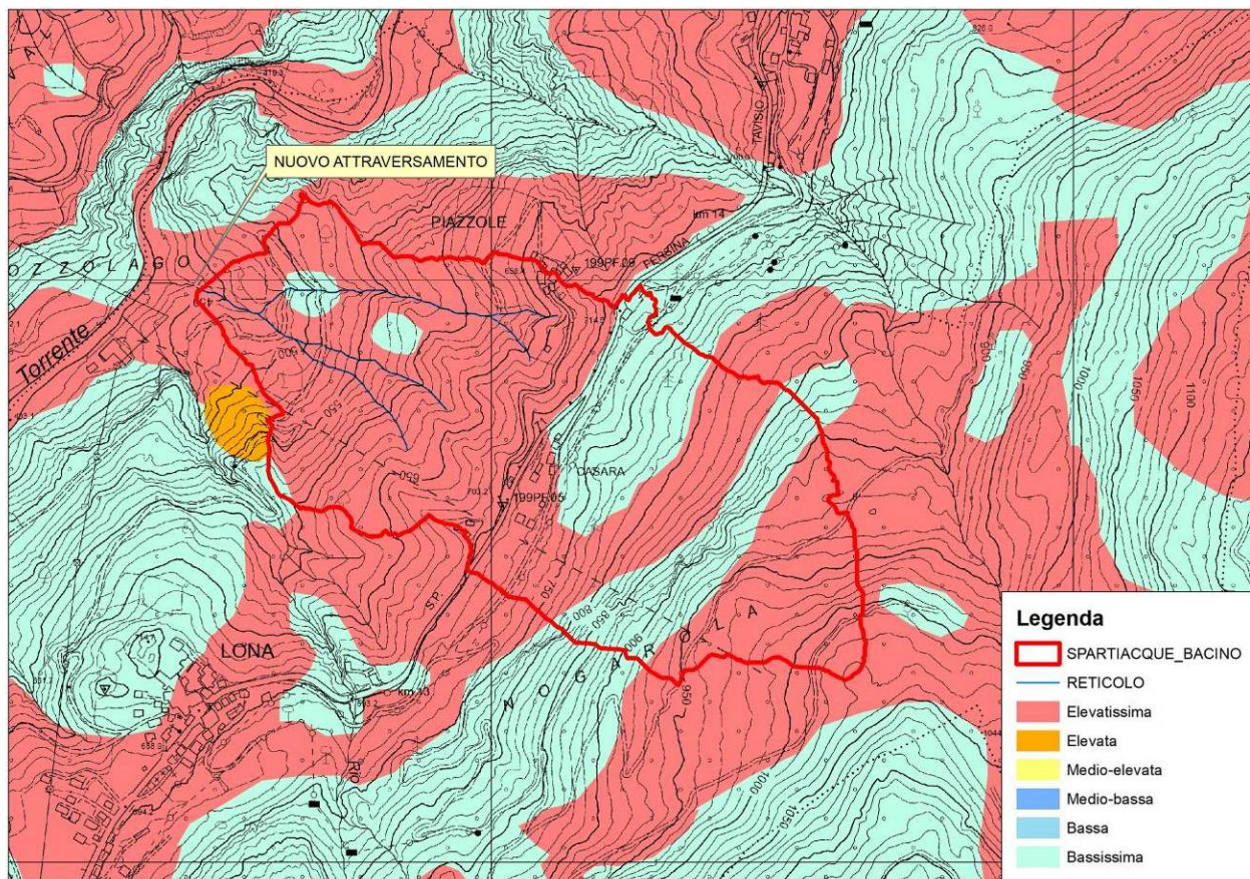


Fig. 2.3 – Carta dell'erodibilità dei substrati

Si tratta, nel complesso, di un bacino dalle caratteristiche idrogeologiche che possono favorire la produzione di deflussi superficiali potenzialmente anche abbastanza elevati: la permeabilità risulta prevalentemente bassa nella zona di testata e più elevata e controllata prevalentemente dalla copertura quaternaria ad alluvioni grossolane in quella medio-bassa. Ovviamente tali considerazioni vanno a perdere un po' del loro significato entro l'area urbanizzata, seppur ridotta in superficie, ove la capacità di drenaggio è fortemente influenzata dalla presenza di pavimentazioni poco o per nulla permeabili che favoriscono la formazione in poco spazio di deflusso superficiale concentrato ad elevata velocità.

La formazione di deflussi abbondanti può comunque essere in parte attenuata da un regime climatico ed idrologico dell'area che certamente non favorisce i fenomeni estremi: siamo in una zona dal clima prettamente continentale, che subisce con difficoltà l'influenza delle correnti calde e umide provenienti dalla pianura e che, soprattutto nel periodo estivo, favoriscono la formazione di temporali molto brevi e violenti. L'analisi dei dati meteo degli ultimi 30 anni, comunque, ha evidenziato come si siano verificati sull'area almeno una decina di eventi caratterizzati da intensità di pioggia sopra la media.

Dal punto di vista idrografico, il bacino risulta solcato da un reticolo naturale non particolarmente sviluppato (densità di drenaggio piuttosto ridotta), costituito sostanzialmente da due canali del 1° ordine.

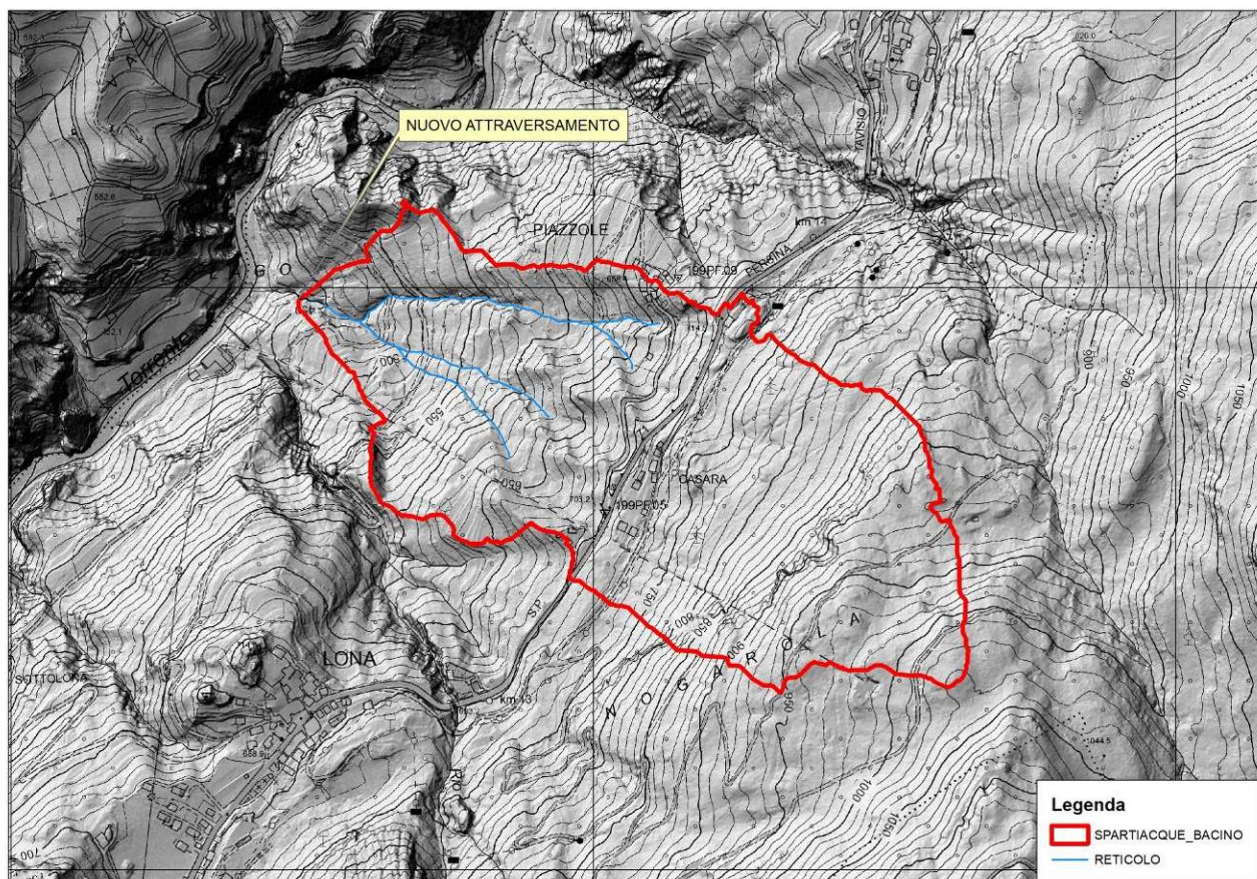


Fig. 2.4– Rete idrografica nell'area

Anche l'uso del suolo del bacino (fig. 2.5) si presenta caratterizzato da due zone ben distinte: la zona di testata, ricoperta per gran parte da bosco secondario di conifere, caratterizzato dalla forte presenza di abete rosso misto a pino silvestre, che evidenzia il carattere piuttosto arido dei substrati, con presenza di ampie zone a rupi boscate con roccia

affiorante e sub-affiorante e terreni di copertura poco potenti; la zona medio-bassa del bacino, a valle della atrada provinciale 71, è invece caratterizzata da colture (vigneti) intervallati sul versante sinistro della valle da alcuni lembi di bosco misto di latifoglie, con prevalenza di castagno, robinia, acero e tiglio, evidenziando la presenza di suoli più fertili e profondi.

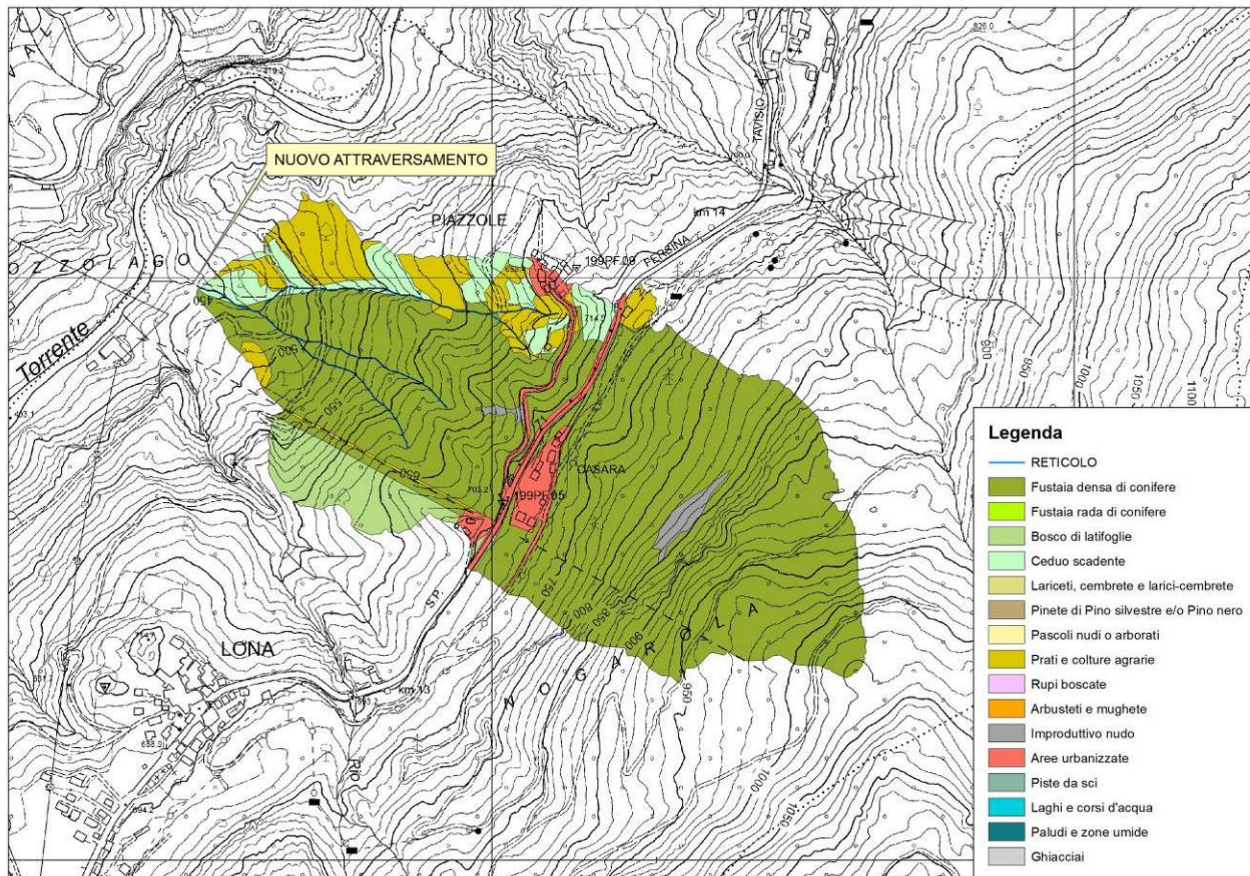


Fig. 2.5 – Uso del suolo nel bacino in studio

3. STIMA DELL'EVENTO DI PROGETTO A SCALA DI BACINO

La stima dell'idrogramma di progetto per il bacino in oggetto (o evento idrologico di “riferimento”) da utilizzarsi come input al dimensionamento idraulico dell'attraversamento, viene eseguita seguendo la procedura standardizzata di analisi sviluppata per il Servizio Bacini montani della PAT dal Dipartimento TESAF dell'Università degli Studi di Padova. L'analisi del fenomeno di progetto nel bacino in studio inizia con la generazione dell'idrogramma di acqua chiara di riferimento, che nel nostro caso è l'idrogramma generato da una pioggia con TR 30 e 200 anni.

Per la stima della precipitazione critica per il bacino sono state utilizzate le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica ottenute da regolarizzazione statistica dei massimi di pioggia per 0.25, 0.5, 1, 3, 6, 12 e 24 ore della Provincia di Trento (AIDI, 2014) mediate sull'area di studio.

PARAMETRI LSPP										
a									n	
Tempo di Ritorno									Durata Precipitazione	
2	5	10	20	30	50	100	200	300	< 1h	> 1h
19.2	26.9	32.0	37.0	39.8	43.3	48.1	52.9	55.7	0.37	0.32

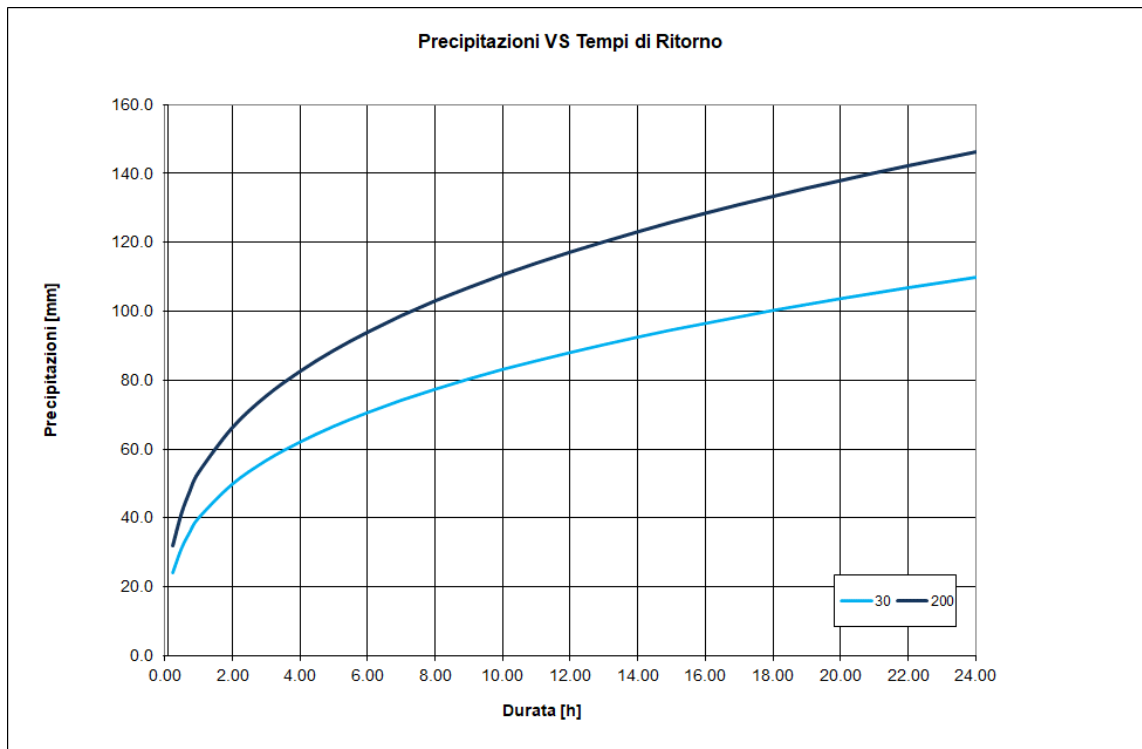


Fig. 3.1 – Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica TR30 e 200 anni per il bacino in esame (baricentro)

La **PORTATA LIQUIDA** di progetto viene stimata mediante l'applicazione del modello afflussi-deflussi distribuito HYDROGRID (AIDI, 2002)., ora inserito nel pacchetto AdB-Toolbox 1.8.

Viste le caratteristiche morfometriche, idrologiche ed idrogeologiche del bacino in precedenza descritte, la superficie drenante del bacino abbastanza ridotta, associata alla sua morfologia piuttosto stretta ed allungata e la presenza di un'area urbanizzata, seppur di ridotte dimensioni, dovrebbero fornire risposte alla precipitazione probabilmente abbastanza rapide anche se la formazione di deflussi estremi sembra da escludersi. Si ritiene che i fenomeni più gravosi siano riconducibili alle piogge di durata breve o brevissima, caratterizzate al loro interno da picchi con intensità elevate anche superiori alla media, si isolati che inseriti in un contesto idrologico ad elevata umidità antecedente, con condizioni dei versanti e dei terreni di copertura di parziale saturazione.

Il modello idrologico, utilizzando una serie di parametri cinematici ed idrologici, applica le equazioni del metodo SCS per la trasformazione degli afflussi totali in afflussi efficaci e di questi in deflussi superficiali diretti.

Tali parametri sono di seguito riportati:

- Velocità media di deflusso nella rete: 2.5 m/s (valore di letteratura);
- Velocità media di deflusso sul versante sul bacino: 0.072 m/s dipendente dalla pendenza media del versante i_v (53.1%) ottenuta mediante l'applicazione dell'equazione:

$$V_v = 0.1 i_v^{0.5}$$

- Perdite iniziali: $I_a = 0.1S$ (Il parametro S è posto in funzione di un altro parametro, indicato come CN (Curve Number), secondo la relazione:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 = \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) 254$$

dove:

S (massimo contenuto idrico del suolo) è espresso in mm;

- Parametro deflusso di base: 3 s^{-1} (tale valore è ritenuto sufficientemente elevato per simulare la risposta sottosuperficiale del bacino, relativamente ridotta);

- AMC (*Antecedent Moisture Conditions*): 3.0-3.25 – condizioni di umidità dei terreni al momento della precipitazione;

Si ottiene così un raster dei tempi di propagazione (fig. 3.2) che controlla la risposta temporale alla sezione di chiusura di ogni singolo output di deflusso generato alla cella. Il tempo medio di propagazione stimato per il bacino è pari a 0.62 ore mentre quello massimo 2.71 ore. Si tratta quindi di un bacino dalla risposta abbastanza rapida, soprattutto nella parte medio-bassa, come era facile attendersi, con quasi il 60% del bacino che risponde alla sezione di chiusura in un tempo minore o uguale a 35-36 minuti.

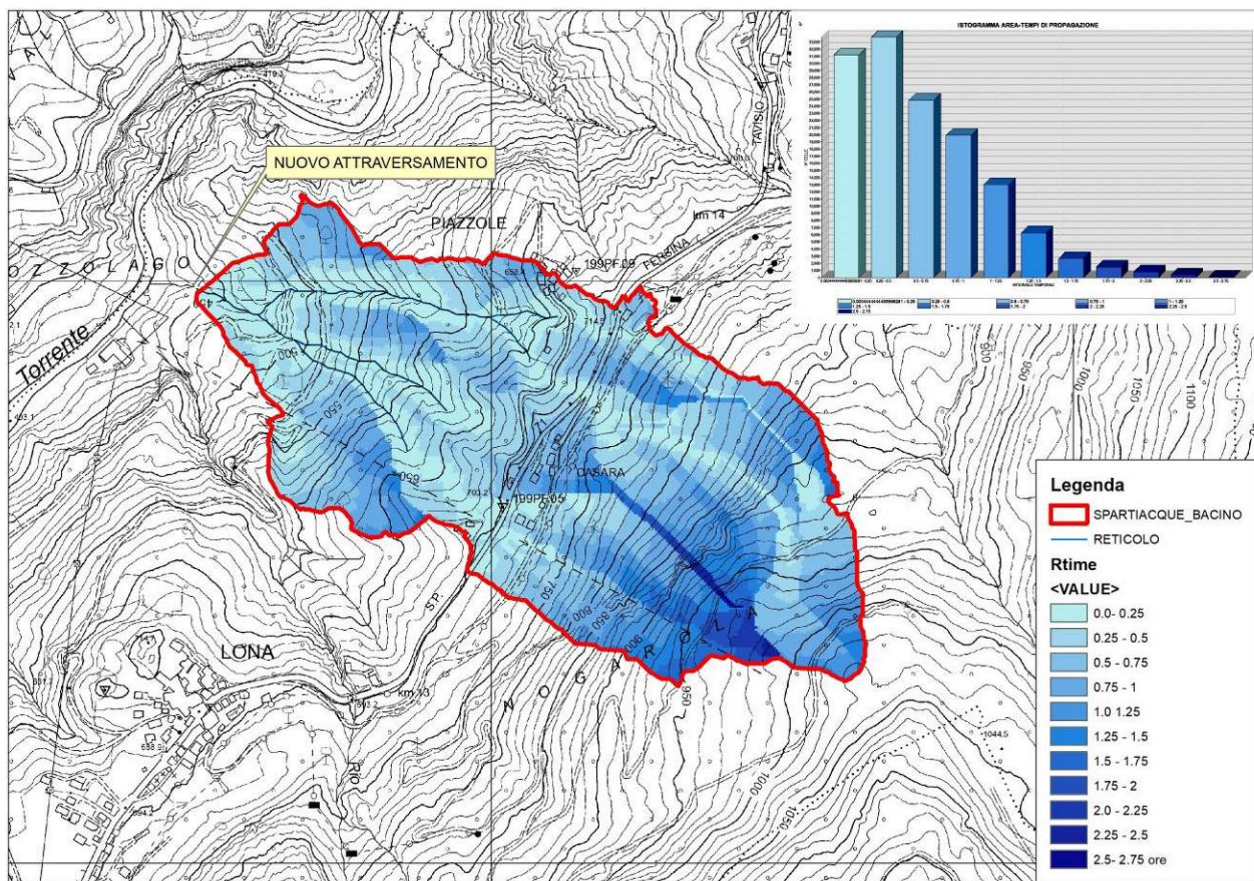


Fig. 3.2 – Raster dei tempi di propagazione del bacino e istogramma Area-tempi

Ai parametri idrografici, morfometrici e cinematici si aggiungono quindi i parametri idrologici propriamente detti, ossia quelli in grado di fornire una descrizione della capacità delle diverse parti del bacino alla produzione di deflusso superficiale. Tra questi, quello fondamentale del metodo è rappresentato dal Curve Number o CN (Fig. 3.3), che con un valore variabile da 0 a 100 fornisce la capacità di produzione di deflusso delle diverse combinazioni suolo-soprassuolo presenti nel bacino.

Per poter fare questo è stata ottenuta inizialmente una carta raster dei gruppi idrologici (fig. 2.2) che rappresenta la classe di permeabilità a saturazione, assegnando ad ogni litotipo presente nel bacino ad un gruppo idrologico (A-D) a seconda della permeabilità di questo. Si ricorda inoltre come per la sua elaborazione sia stato fatto riferimento a perdite iniziali pari al 10% del contenuto idrico massimo del suolo ($IA = 0.1S$) anziché 20% come proposto nella formulazione classica del metodo. Tale riduzione delle perdite iniziali è giustificata da diversi studi eseguiti in vari bacini alpini di piccole dimensioni reperibili in letteratura tecnica. Dall'incrocio della carta dell'uso del suolo (fig. 2.5) con quella dei gruppi idrologici si ottiene la carta del CN o Curve Number (fig. 3.3), che indica la propensione delle diverse combinazioni suolo-soprassuolo a generare deflusso superficiale.

Per il bacino indagato si è ottenuto un valore del CN medio in condizioni di umidità normale (AMC 2) pari a 23.9. Il valore di CN così stimato, in condizioni di umidità normale AMCI, è stato corretto sulla base della pendenza locale: questa infatti rappresenta un importante fattore che condiziona la formazione del deflusso come definito da diversi autori (El-Hassanin et al., 1993; Barros et al., 1999; Haggard et al., 2002; Chaplot and Bissonnais, 2003; Huang et al., 2006). Per tener conto di ciò, Sharpley e Williams (1990) hanno proposto alcuni aggiustamenti del CNII standard come segue:

$$CN_{2\alpha} = \frac{1}{3}(CN_3 - CN_2)(1 - 2e^{-13.86\alpha}) + CN_2$$

dove CN_2 e CN_3 sono i valori standard calcolati in condizioni rispettivamente di AMC II e AMC III e α la pendenza (adim). Per il calcolo di CN_3 si è utilizzata la formulazione proposta da Hawkins et al. (1985) o Neitsch et al. (2002), che sembrano quelle in grado di fornire i risultati di conversione più attendibili come riportato in Mishra et al. (2008)

$$CN_3 = \frac{CN_2}{0.427 + 0.00573CN_2} \quad CN_3 = CN_2 \exp\{0.00673(100 - CN_2)\}$$

Tale metodologia è stata utilizzata per la stima del CN_{2a} per l'intero versante in oggetto, ottenendo un valore medio corretto del CNII pari a 28.3, quindi più alto dell'18.4% rispetto a quello calcolato con il metodo standard, valore che in fase di simulazione subisce un innalzamento dovuto all'utilizzo di condizioni di AMC più critiche pari a 3.0-3.25 per i TR 30 e 200 anni.

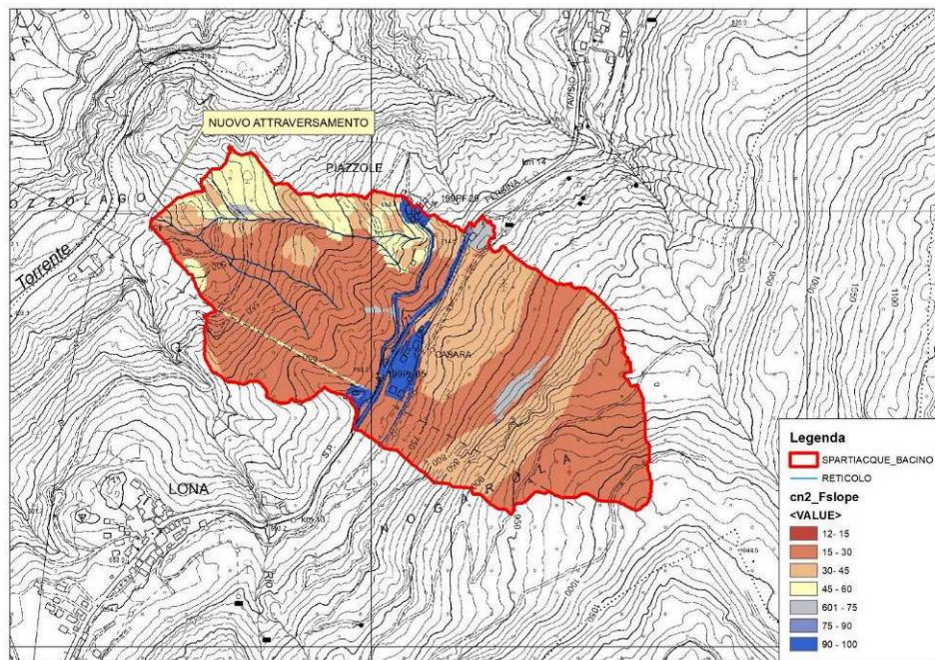


Fig. 3.3 – Mappa del CN corretto con la pendenza ottenuta per l'applicazione del modello HYDROGRID.

Lo scenario temporale di riferimento è caratterizzato da uno scroscio di durata pari al 95% della durata di pioggia critica per il stimata i mediante simulazioni successive con piogge ad intensità costante e timestep 5'

Determinata in questo modo la durata critica della precipitazione si è quindi costruito lo ietogramma di progetto con la medesima durata ma con una distribuzione temporale della precipitazione tipo “Wallingford”, caratterizzato da un picco centrale di forte intensità e distribuzione simmetrica del resto dello ietogramma rispetto a questo.

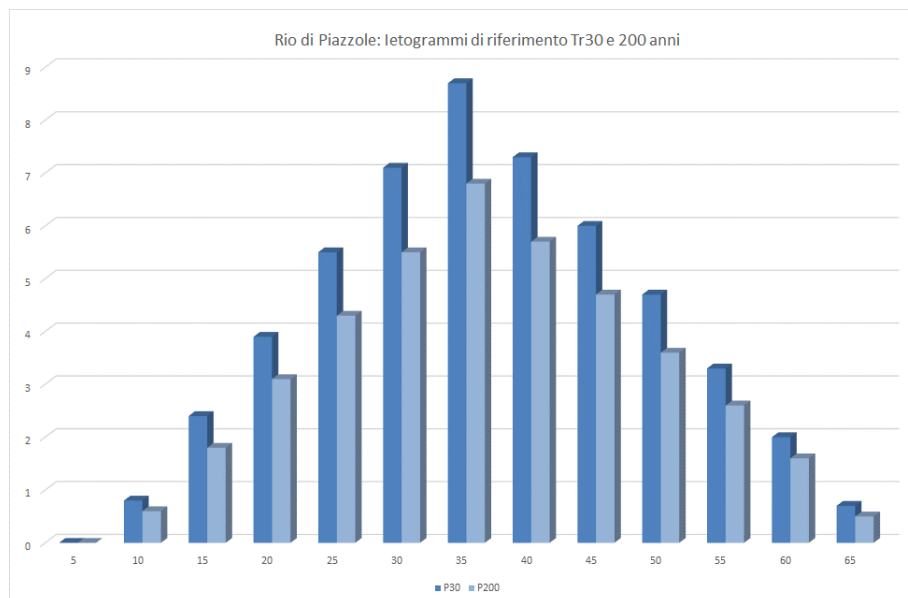


Fig. 3.4 – ietogrammi di riferimento TR 30 e 200 anni per l'intero bacino

Di seguito si riportano i risultati della simulazione idrologica ad evento ed a scala di bacino.

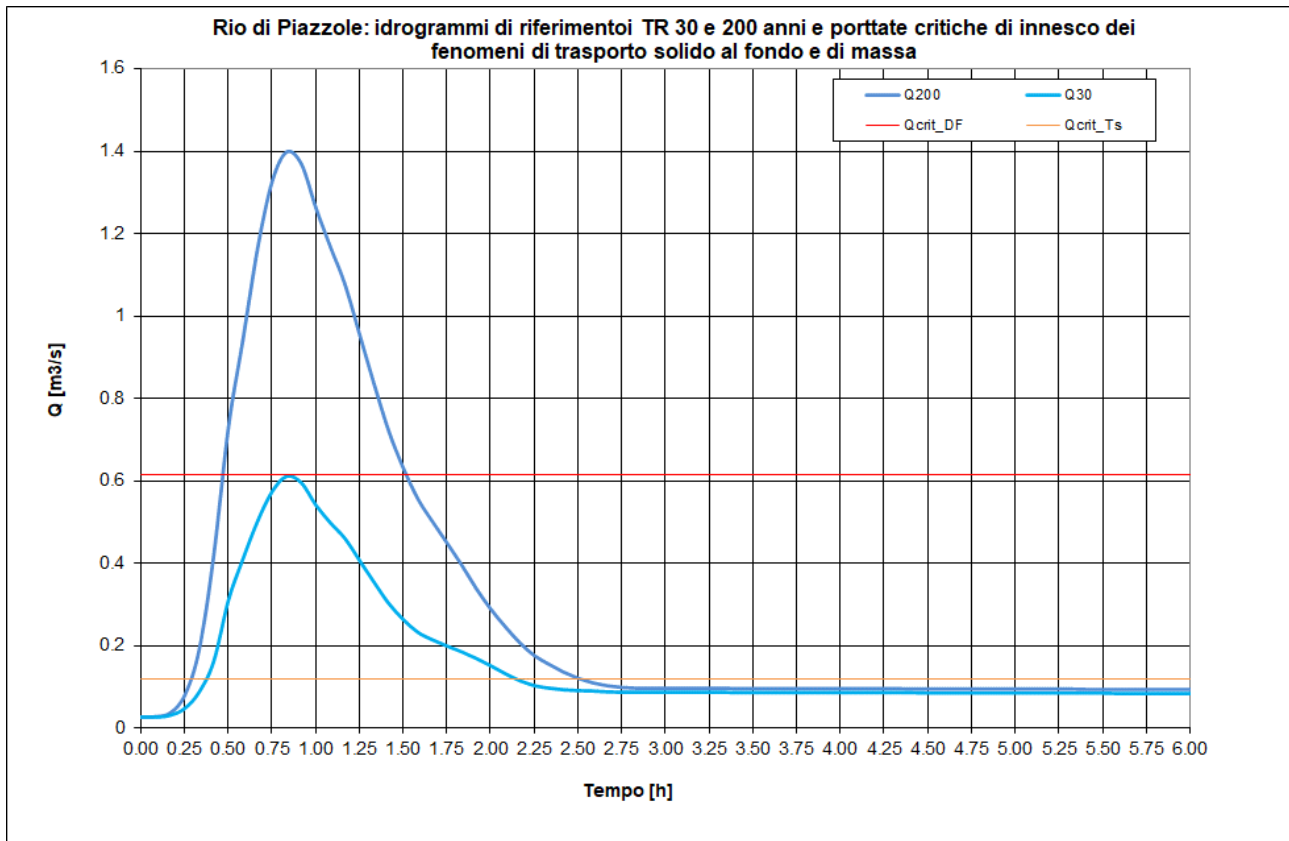


Fig. 3.6 – Idrogrammi di progetto TR 30 e 200 anni simulati per il bacino in oggetto negli scenari di precipitazione Wallingford

I risultati delle simulazioni evidenziano, per il bacino chiuso in corrispondenza del nuovo attraversamento, valori di portata liquida al picco variabili tra $0.61 - 1.4 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ nella configurazione idrogramma con distribuzione temporale Wallingford, con contributi unitari variabili tra 1.12 e $2.54 \text{ m}^3\text{s}^{-1}\text{km}^{-2}$.

Trattasi di contributi unitari piuttosto ridotti, soprattutto per il TR200 anni, se considerati rispetto alla media dei bacini delle medesime dimensioni e caratteristiche geomorfologiche in Provincia, dovuti probabilmente ad una ridotta estensione del reticolo idrografico dovuta a zone di elevata permeabilità nella zona medio-lata del bacino e ad un input meteorico (linee segnalatrici) non particolarmente gravoso per l'area.

4. STIMA DEL “DEBRISGRAMMA” DI PROGETTO

Per la stima della **PORTATA SOLIDA di progetto**, come emerso dall'analisi geomorfologica ed idrologica sopra esposta, per il Rio di Piazzole lo scenario d'evento più probabile da considerarsi è rappresentato o da un fenomeno colata di detriti e fango che si innesca più probabilmente nella parte medio-bassa del bacino, a valle della strada provinciale, a seguito di fenomeni di erosione lineare e destabilizzazione spondale ove le pendenze e la presenza di materiale sciolto nella vallecchia e sui versanti più prossimi a questo in condizioni di parziale saturazione possono risultare maggiormente predisponenti i fenomeni di cedimento. Ovviamente, trattandosi di eventi critici ad elevato TR non sono da escludersi fenomeni, seppur remoti, di attivazione di piccole frane di scivolamento superficiale su aree franose attualmente quiescenti o non visibili. Queste possono essere causate anche da un certo “disordine” idro-morfologico causato dalla presenza di manufatti artificiali realizzati per le colture (muretti di sostegno a secco), alcuni praticamente quasi entro l'alveo, che in molti casi si presentano in precario stato di stabilità. Anche la gestione un po'

disordinata delle acque di deflusso superficiale generate dalle colture, così come la presenza di un paio di attraversamenti stradali oggettivamente sottodimensionati e critici, può certamente rappresentare un problema su un versante con queste scadenti caratteristiche geotecniche dei materiali di copertura.

All'analisi visiva effettuata di campo lungo la parte medio-bassa dell'asta a valle della SP71 e dall'analisi degli eventi passati (di cui uno piuttosto recente – 5 dicembre 2021), si ritiene che allo stato attuale la magnitudo di un evento di colata innescata con questo meccanismo entro il collettore principale possa considerarsi di grado medio. Non sono attesi, ragionevolmente, fenomeni di magnitudo estrema, almeno per ciò che riguarda le volumetrie coinvolte.





Fig. 4.1-4.8 – Caratteristiche principali dell'asta principale del rio di Piazzole: si nota un evidente disordine idrogeomorfologico, localmente anche di origine antropica, con fenomeni erosivi sia di tipo lineare che di scivolamento dai versanti, sia per erosione al piede che per fenomeni di cedimento dovuti alle scadenti caratteristiche geotecniche dei materiali di copertura.

In ogni bacino, soprattutto se di ridotta estensione come quello in esame, l'attività torrentizia impulsiva è intrinsecamente connessa alla capacità di trasporto solido dell'onda liquida generata dalla precipitazione. Per la stima della portata solida da associare ad una forma di trasporto da colata detritica è largamente utilizzata la procedura che prevede preliminarmente il calcolo della concentrazione volumetrica di equilibrio della colata in movimento (C_{eq}) per poi passare alla stima della portata solido-liquida totale (Q_d) del debris flow mediante l'approccio volumetrico proposto da Takahashi (1991) e verificato successivamente anche da Tubino e Lanzoni (1992); secondo questo metodo la stima di Q_d risulta:

$$Q_d = \left(\frac{C^*}{C^* - C_{eq}} \right) \cdot Q_l$$

essendo C^* la concentrazione di massimo impaccamento dei sedimenti a riposo, prima che essi vengano interessati dall'innesco della colata, variabile tra 0.55 e 0.75 (Armanini, 1999). Nel caso in esame si è utilizzato un valore pari a 0.7 viste le caratteristiche granulometriche dei materiali costituenti letto e versanti.

Tale equazione è ottenuta nell'ipotesi che il letto di sedimenti dal quale si genera la colata abbia un grado di saturazione pari all'unità (letto completamente saturo). Tale condizione, per il caso in esame, sembra abbastanza ragionevole visto il ridotto spessore del detrito presente (max qualche metro) e le caratteristiche dei materiali di copertura. La concentrazione di equilibrio viene calcolata sulla base della pendenza del canale, dell'angolo di attrito statico o quasi statico del materiale. L'equazione di Takahashi (1991)

$$C_{eq} = \frac{\rho_m \cdot \tan \beta}{(\rho_s - \rho_m) \cdot (\tan \phi - \tan \beta)}$$

fornisce valori di C_{eq} più elevati ed è relativa al fronte del debris flow. Inoltre presenta un punto di discontinuità al crescere della pendenza, ossia raggiunge il valore massimo ($0.9 C^*$) per pendenze uguali e superiori a $19-20^\circ$. Nel caso in esame la pendenza media del tratto di canale simulato su cui si propagala colata, è pari a circa 35% (19.3°), mentre l'angolo d'attrito del materiale si attesta sui $28-30^\circ$. L'equazione sopra riportata è quindi applicabile e fornisce un valore di $C_{veq} = 0.585$ con un fattore di amplificazione della portata liquida pari a 10. Trattandosi però di un approccio relativo al solo fronte della colata in grado di fornire valori di portata solido-liquida al picco molto elevati, nel caso in esame si ritiene più corretto mediare tale valore con quello calcolato mediante gli approcci teorici di *Tognacca* (1999) e *Ou & Mizuyama* (1994), relativi all'intero fenomeno (fronte+corpo colata) che forniscono nel caso in esame valori della C_{veq} pari a 0.484 e 0.384. Si ottiene così un valore medio di 0.499 che appare, per il corso d'acqua in esame, più realistico.

Un'ipotesi che viene posta nel calcolo riguarda la variazione temporale del coefficiente C_{eq} durante gli intervalli di tempo che precedono e che seguono l'istante di picco; l'assunzione di un valore pari a $C_{eq \max}$ da applicare a tutta la durata dell'onda liquida porterebbe, infatti, alla determinazione di un sedimentogramma da debris flow assai poco realistico. L'ipotesi è quindi quella di far iniziare l'onda da debris flow in corrispondenza al transito di una portata liquida pari alla portata unitaria d'innescio dei debris flow per instabilizzazione del letto del torrente per erosione progressiva (q_{cr}) stimata mediante il metodo proposto da *Tognacca et al.* (1999):

$$q_{cr} = \left(\frac{\rho_m}{\rho_s} - 1 \right)^{0.5} \cdot g^{0.5} \cdot \frac{d_m^{1.5}}{(\tan \beta)^{1.17}}$$

Nel caso in esame, assunti un diametro medio (d_m) della distribuzione granulometrica stimato da osservazioni in campo pari a 0.05 m, desumibile dall'osservazione dei depositi presenti, la pendenza media della zona d'innescio pari a 35.5% circa ed una larghezza media dell'alveo nella zona d'innescio pari a 4.0 m, si giunge ad una portata critica d'innescio Q_{cr} pari a **0.615 m³/s**, valore che viene superato solo dal picco dell'idrogramma con TR200 evidenziando quindi come i fenomeni di colata detritica con questo meccanismo di innescio richiedano condizioni idrologiche veramente molto critiche e non siano, comunque, molto frequenti. Ciò non significa che eventi di magnitudo inferiore non possono essere innescati da idrogrammi con TR inferiore, ma che questi riescano più probabilmente a generare fenomeni di trasporto solido al fondo o piene di detrito con concentrazioni volumetriche al picco inferiori. La portata critica d'innescio del trasporto solido al fondo viene infatti stimata, secondo l'approccio di Shields modificato, intorno a $0.12-0.15 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, generando sulle pendenze che caratterizzano il tratto potenziali valori di $C_{v\max}$ intorno a 0.35-0.4 tipici dei flussi iperconcentrati.

I risultati dell'applicazione, per il solo TR 200 anni, dato che la portata critica di innescio del fenomeno viene raggiunta e superata solo dall'idrogramma a TR200, sono di seguito riportati (fig. 4.9).

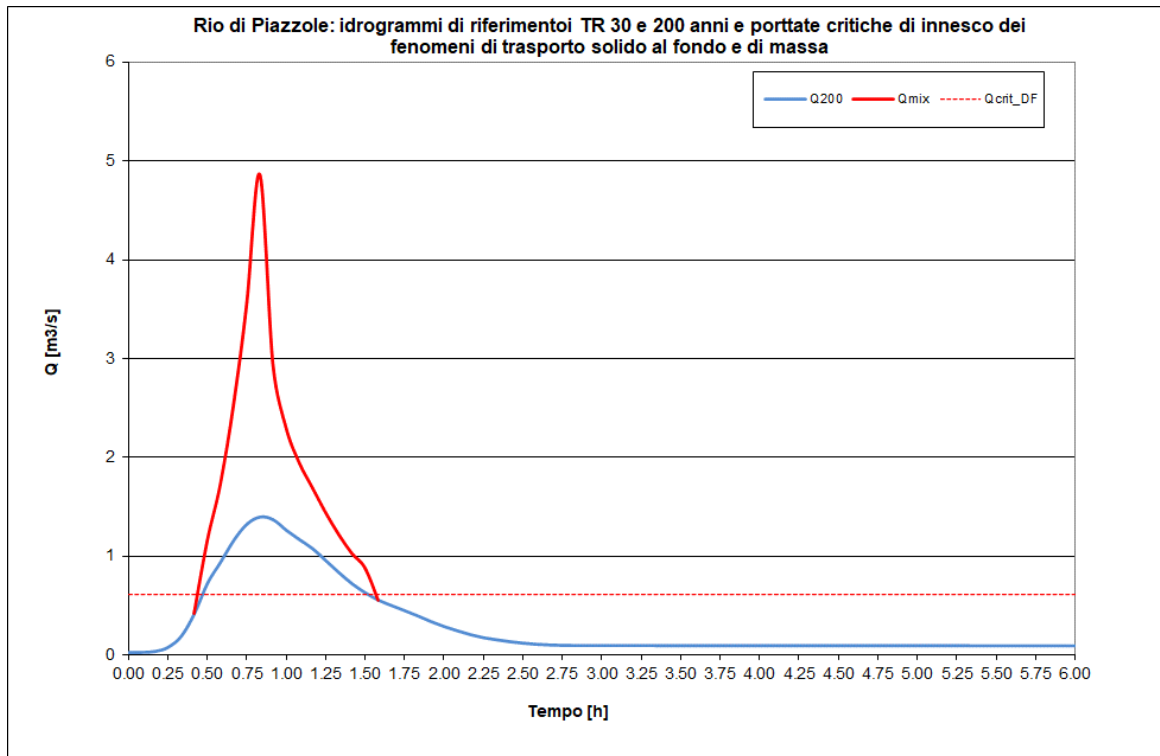


Fig. 4.9 – Debrisgramma stimato per il bacino del rio di Piazzole– TR200 anni

Il debrisgramma così stimato presenta un picco della mistura di circa 5.0 mc/s ed una cumulata volumetrica teorica trasportabile dell'evento di circa **2900 mc**.

Un possibile controllo, seppur empirico, del volume così stimato per via idrologica, è possibile applicando un semplice metodo semi-empirico per la stima dei volumi delle colate basato su semplici dati idrologici e morfologici del bacino. Il metodo è proposto da *Marchi e D'Agostino* (2004) e stima il potenziale volume della colata sulla base del volume di deflusso liquido responsabile della formazione della colata detritica (m³) e la pendenza media dell'asta torrentizia. Nel caso in esame i volumi di deflusso responsabili del trasporto solido stimati per il TR 200 anni sono pari a 220 m³ circa. La pendenza media dell'asta torrentizia considerata è pari a 33.4%.

Applicando quindi l'equazione:

$$V = V_r \cdot (2.9 \cdot S_c^2)$$

si ottiene un valore volumetrico potenziale del fenomeno di trasporto di circa **1720 m³**.

Utilizzando un ulteriore approccio proposto da *Rickenmann & Koschni* (2010), che forniscono una relazione empirica del volume mobilizzabile dall'eventi in base alla pendenza media dell'alveo (nel caso in esame pari a al 33.4%)

$$Vs = 329 S^{0.66}$$

basata su dati di volume rilevati in campo di diversi eventi, si ottiene un volume complessivo della colata di circa 3.333 m³ km⁻², che rapportato alla superficie del bacino fornisce una volumetria potenziale del fenomeno di circa **2100 m³**. Come si vede si tratta di volumi abbastanza in linea, seppur leggermente inferiori, rispetto a quelli stimati con l'approccio idrologico-volumetrico di cui sopra.

Da una stima eseguita in campo, ipotizzando un tratto erodibile lungo l'asta di circa 600 m, una larghezza erodibile media di circa 3.0 m ed una profondità media di erosione nell'ordine di 1.5 m si stima una disponibilità di volume potenzialmente pronto alla mobilitazione di circa 2500-2.700 mc.

Dato che i volumi mobilizzabili dal "motore idrologico" stimati come sopra sono compresi entro il limite massimo di volume realmente disponibile, come sopra evidenziato, il debrisgramma stimato può essere ragionevolmente assunto come scenario di riferimento da utilizzarsi nella successiva modellazione propagatoria.

5. LA SIMULAZIONE NUMERICA BIDIMENSIONALE CON IL CODICE TRENT-2D®

L'applicazione del codice TRENT2D al corso d'acqua del rio di Piazzole è stata eseguita per la simulazione dei fenomeni propagatori di colata detritica entro il canale preparando la topografia del campo di moto, partendo dal DTM raster LIDAR 0.5x0.5 m della PAT ed eseguendone l'interpolazione ad un raster ASCII con celle sempre 0.5x0.5 m.

Si tratta di un codice di calcolo appositamente prodotto per la propagazione di onde solido-liquide su un campo di moto (*floodplain*) rappresentato da una griglia quotata a maglie quadrate di dimensione variabile, derivata da una base topografica di dettaglio e caratterizzata da valori di resistenza al moto variabili a seconda delle caratteristiche granulometriche ed idrauliche del campo di moto.

Il codice numerico descrive il moto bidimensionale della colata ipotizzandola come un fluido bifase in cui non vi è sfasamento (modello accoppiato) tra i vettori velocità sia della fase solida che di quella liquida.

Le equazioni del modello si ottengono on bilanci di conservazione della massa della mistura, della massa della sola fase solida e della quantità di moto della mistura nell'ipotesi di distribuzione idrostatica delle pressioni. In definitiva questo modello considera in modo accoppiato la dinamica della colata e l'evoluzione morfologica dell'alveo. Per la descrizione teorica delle equazioni alla base del codice si rimanda alla specifica bibliografia (*Rosatti & Fraccarollo, 2002, Rosatti & Fraccarollo, 2006*).

Per ciò che riguarda la stima dei parametri in input alla simulazione, la stima è stata eseguita utilizzando ove possibile i dati derivanti dalle analisi granulometriche e geotecniche di laboratorio su materiali analizzati in altri bacini dalle caratteristiche geologiche del tutto simili, in particolare per ciò che riguarda i parametri Δ e ϕ_d . Per ciò che riguarda la scelta del parametro Y (sommersione relativa in condizioni di moto uniforme $Y = h/d_x a^{0.5}$, con $a = \text{cost} = 0.35$), si è deciso di utilizzare un valore di questo, pari a 15.

Riassumendo, i parametri utilizzati nelle simulazioni sono stati:

$$\Delta = 1.65$$

$$\phi_d = 32^\circ$$

$$Y = 15 \text{ (stima – da letteratura)}$$

$$\beta = 0.099 \text{ stimato in automatico dal software sulla base dell'idraulica di moto uniforme calcolata nella sezione media di entrata del campo di moto e della } C_{v_{\max}} \text{ del fenomeno.}$$

$$i_f = 0.17 \text{ (pendenza in ingresso al campo di moto)}$$

Il volume complessivo della miscela solido-liquida immessa è risultato di 6393 m³ di cui 1420 m³ solidi (20.8%). La simulazione evidenzia un possibile prelievo solido del fenomeno in propagazione di altri 781 m³ (volume complessivo 2200 m³) e 600 m³ depositati. Si tratta di un fenomeno simulato con caratteristiche del tutto comparabili e coerenti con il debrisgramma stimato al capitolo precedente. Per rendere la simulazione più realistica, evitando fenomeni di scavo eccessivo in punti ove ciò non è oggettivamente possibile, si sono inserite alcune zone completamente inderodibili in particolare in corrispondenza dei principali affioramenti rocciosi presenti in alveo.

In corrispondenza del nuovo attraversamento in progetto il DTM è stato modificato manualmente allo scopo di inserire, nel modo più corretto possibile, la sezione di progetto tenendo conto dell'effetto "smoothing" dovuto al fatto che si lavora su base raster, come visibile nella figura seguente.

In corrispondenza dell'attraversamento, inoltre, per simulare più correttamente la presenza del selciato a ridotta scabrezza si è imposto un valore di Ks medio pari a 35 m^{1/3}s⁻¹ mediante l'apposito tool di **Weezard**.

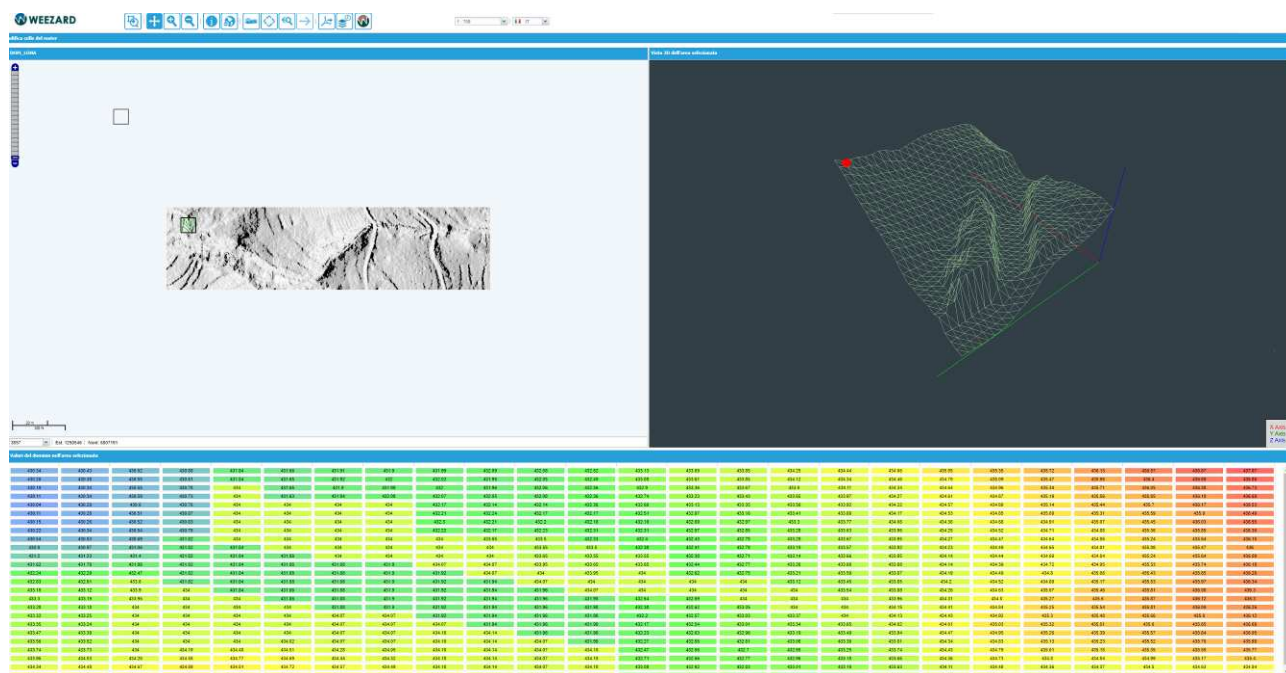


Fig. 5.1 – Particolare della modifica del DTM in corrispondenza dell'attraversamento eseguita mediante l'applicativo Weezard®

I risultati dell'applicazione eseguita con TRENT2D, per il TR 200 anni, sono di seguito riportati.

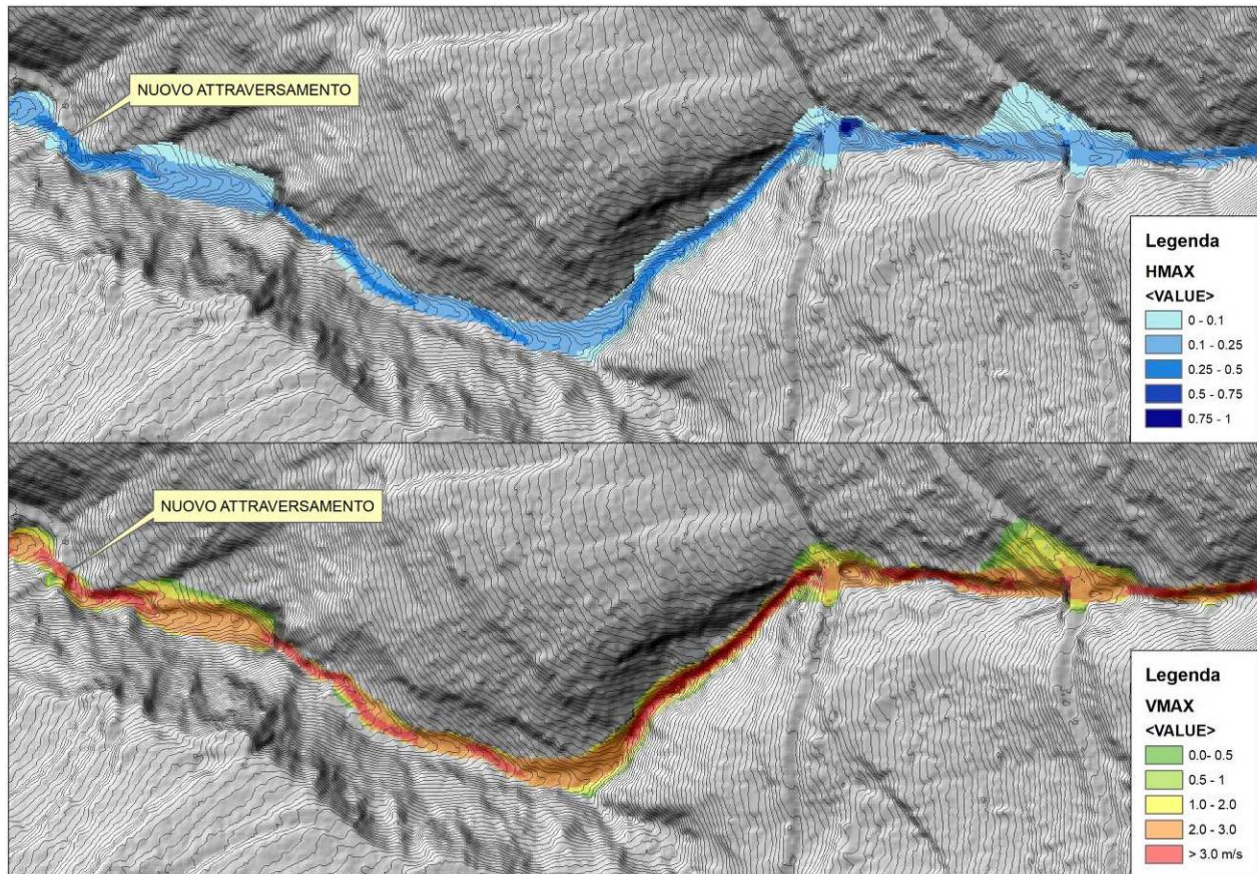


Fig. 5.2 – Massimo tirante e massima velocità simulati evento TR 200 anni

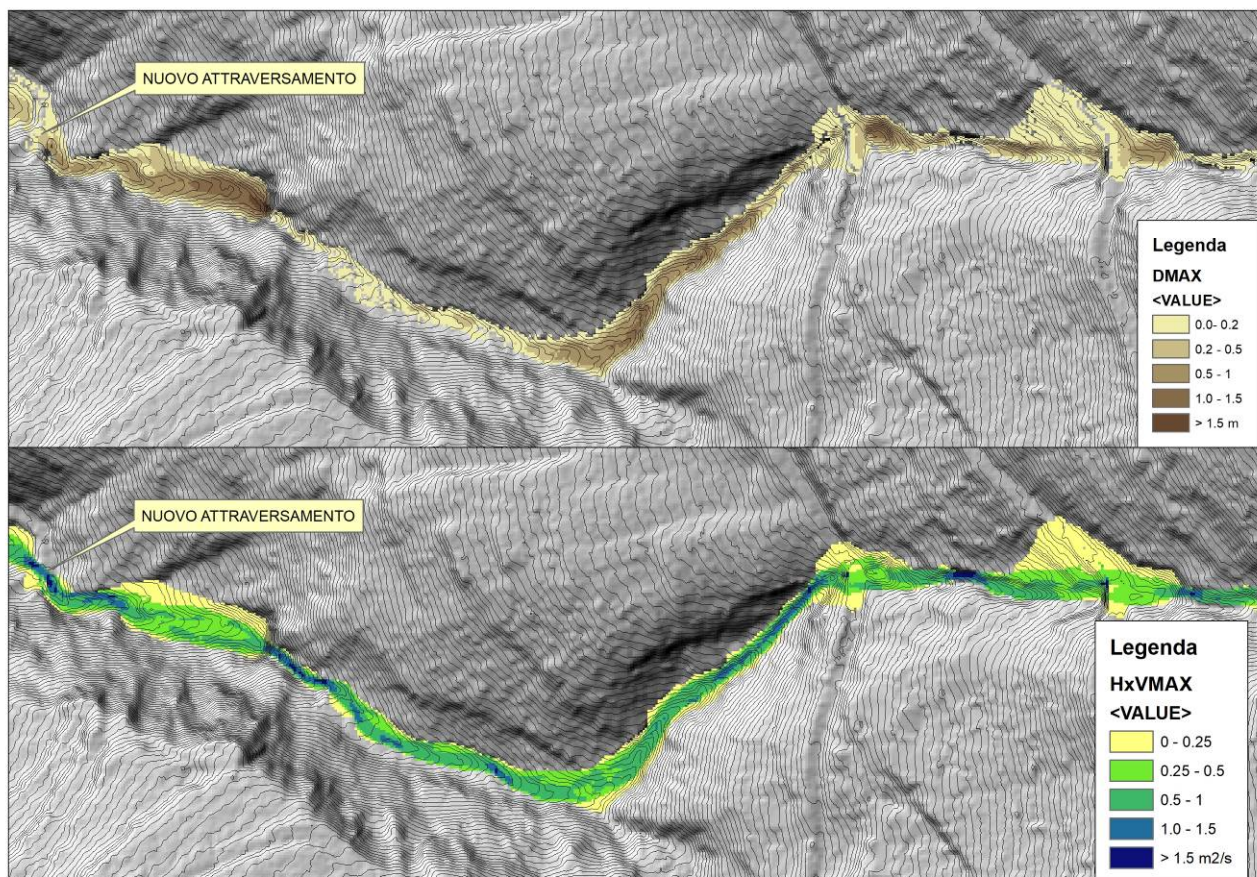


Fig. 5.3 – Massimo deposito e massima forza di trascinamento simulati evento TR 200 anni

Interessante notare come in corrispondenza del nuovo attraversamento, con DTM modificato come sopra, il massimo triante simulato si attesti su valori medi nell'ordine di 35-40 cm. A questo vanno però aggiunti, per correttezza, i valori di innalzamento del fondo dovuti ai depositi che il codice simula proprio in corrispondenza dell'imbocco dell'attraversamento, dovuti probabilmente al restringimento della sezione ed alla riduzione della pendenza con valori medi nell'ordine di 0.55-0.60 m. Ciò comporta, nell'ipotesi certamente cautelativa di una sovrapposizione temporale del massimo tirante e del massimo deposito, valori complessivi del livello del flusso nell'ordine di 1.0 m, il che starebbe a significare valori del franco idraulico rispetto all'intradosso dell'attraversamento di circa **1.30 m**.

In realtà, il nuovo attraversamento oggetto di verifica non può essere considerato un ponte stradale ai sensi delle NTC 2018, non essendo soggetto all'utilizzo specifico previsto nelle stesse NTC. Pertanto ai fini della valutazione del franco idraulico si dovrà/potrà fare riferimento a quanto disposto dal PGUAP, che prevede la necessità di verificare la struttura con almeno 1.0 m di franco. Nella fattispecie, il franco si 1.30 stimato come sopra appare quindi più che cautelativo, avvicinandosi tra l'altro molto ai 150 cm previsti dalle NTC e garantendo così un certo margine di sicurezza.

6. LA SIMULAZIONE NUMERICA MONODIMENSIONALE CON IL CODICE HEC-RAS®

Dato che la verifica puntuale dell'efficienza idraulica di una struttura come il tombotto di attraversamento in progetto non è eseguibile in maniera esatta mediante l'applicazione di un codice bidimensionale che opera su base raster come TRENT2D, se non con elevati margini di approssimazione, si è deciso di eseguire tale verifica attraverso l'implementazione di un modello idraulico 1D su base vettoriale (per sezioni) attraverso l'utilizzo del codice commerciale HEC-RAS®. Tale modello risulta utile allo scopo non tanto di simulare i fenomeni di deposito, per i quali risulta certamente più efficace il bidimensionale (almeno per un'indicazione qualitativa), quanto per evidenziare il comportamento del profilo idraulico della corrente in un tratto caratterizzato da una sostanziale costanza della portata (non vi sono zone di divagazione-laminazione), seppur con geometria delle sezioni variabile, che consente un approccio 1D a moto permanente (steady-flow) o semi-permanente (Quasi-unsteady flow). Per l'implementazione del modello si è fatto riferimento a 14 sezioni topografiche trasversali al tratto, derivanti da rilievo topografico, integrate con alcune sezioni estratte dal DTM Lidar 0.5x0.5 m; queste sono state quindi integrate con sezioni interpolate che il codice è in grado di generare automaticamente. Il coefficiente di scabrezza del tratto è stato definito sulla base del fenomeno propagatorio atteso e della granulometria del fondo e delle sponde: nella fattispecie ci si attende un fenomeno di colata o un flusso iperconcentrato con comportamento reologico non completamente newtoniano. Per cautela si è deciso di utilizzare un coefficiente di scabrezza del fondo piuttosto basso ($k_s 15 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$), tipico di alvei caratterizzati da condizioni di macroscabrezza, ma che nel caso può essere utilizzato anche per simulare un flusso molto carico di sedimenti in cui prevalgono gli urti tra le particelle nella formazione della cosiddetta scabrezza interna del flusso. Se considerassimo solo la scabrezza reale del fondo e sponde in massi presenti, infatti, dovremmo più correttamente utilizzare un valore di K_s più che doppio; i valori proposti in letteratura per un fondo e sponde in pietrame tipo scogliera fugata si aggirano infatti intorno a ($K_s 30\text{-}35 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ - CHOW V. T., 1959).

Con la portata di picco stimata al capitolo precedente ($5.0 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$) si è eseguita la stima del profilo di moto permanente nel tratto terminale, comprensivo dell'opera in progetto. Una vista 3D del tratto simulato, lungo complessivamente 60 m circa è visibile nell'immagine che segue:

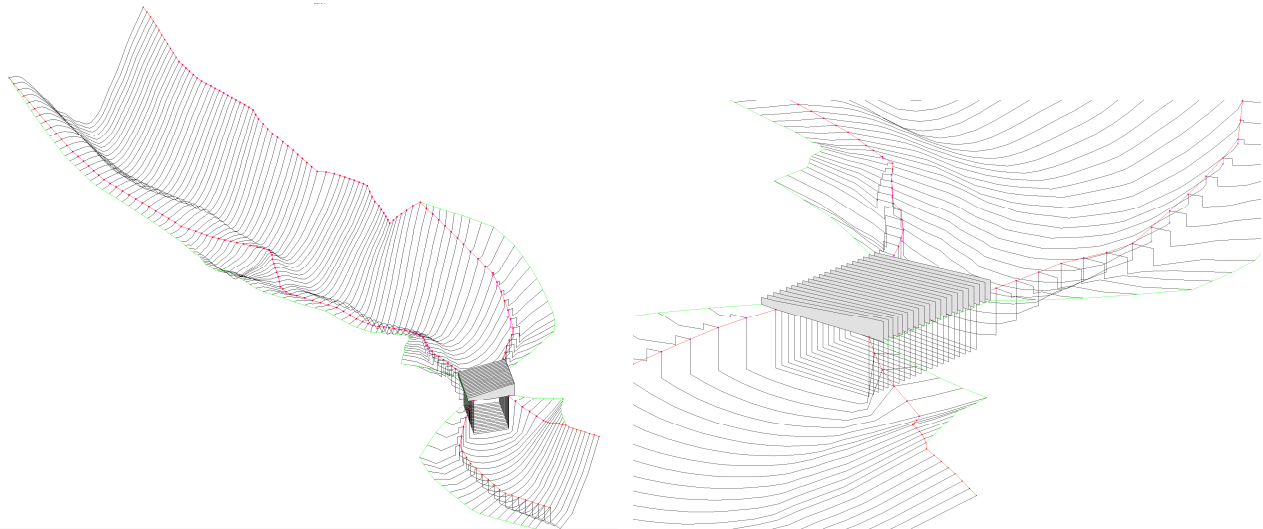


Fig. 6.1-6.2 – Vista 3D del tratto simulato con il codice 1D e particolare sul nuovo attraversamento stradale (vista da valle)

La sezione ed il profilo del ponte di progetto inseriti mediante il tool “LID” sono i seguenti:

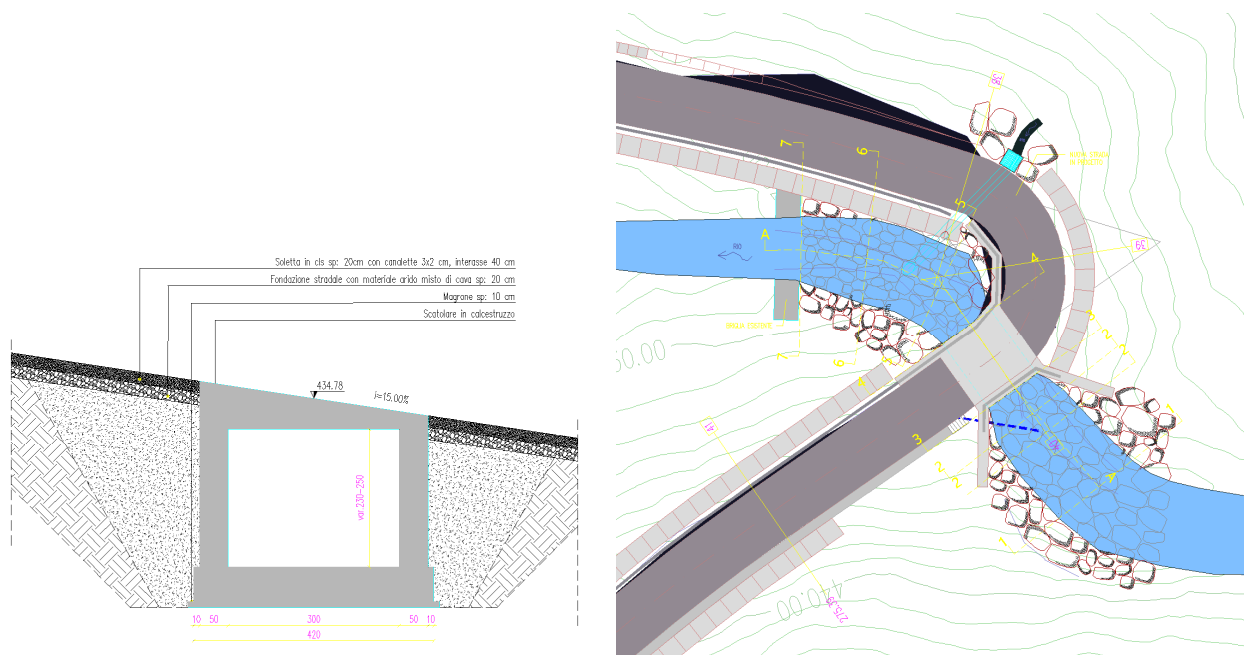


Fig. 6.3-6.4 – Sezione tipo del ponte in progetto inserita in HEC-RAS (sezione centro ponte) e planimetria di progetto

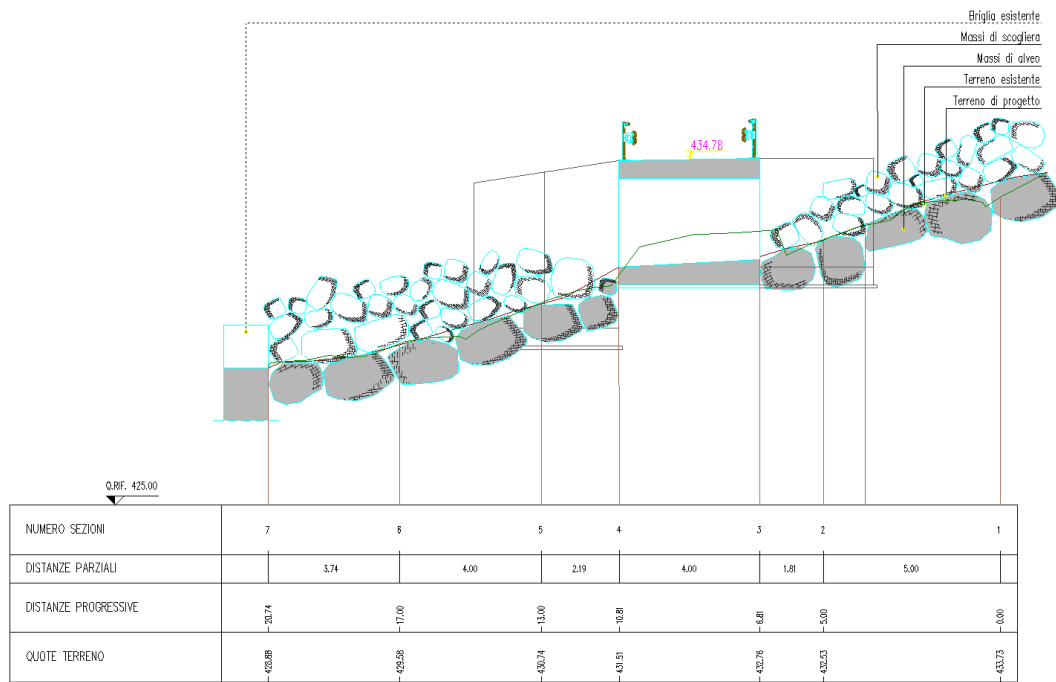


Fig. 6.5 – Profilo di progetto del tombotto di attraversamento (configurazione pendenza 5%)

La prima ipotesi progettuale da verificare prevede una pendenza del tombotto del 5%. Con questa configurazione geometrica la verifica con HEC-RAS ha consentito di mettere in evidenza, in maniera oggettiva, quanto già simulato dal codice bidimensionale ossia il comportamento idraulico del tratto, che, a causa della riduzione di pendenza e della riduzione di sezione in corrispondenza del ponte, una tendenza al passaggio della corrente da una condizione di corrente rapida ($Fr > 1$) subito a monte della struttura a corrente lenta ($Fr < 1$), con formazione di un risalto, seppur poco marcato, poco all'interno della struttura stessa. Il massimo tirante attraverso il tombotto risulta pari a 76 cm (contro i 40 cm stimati dal codice 2D).

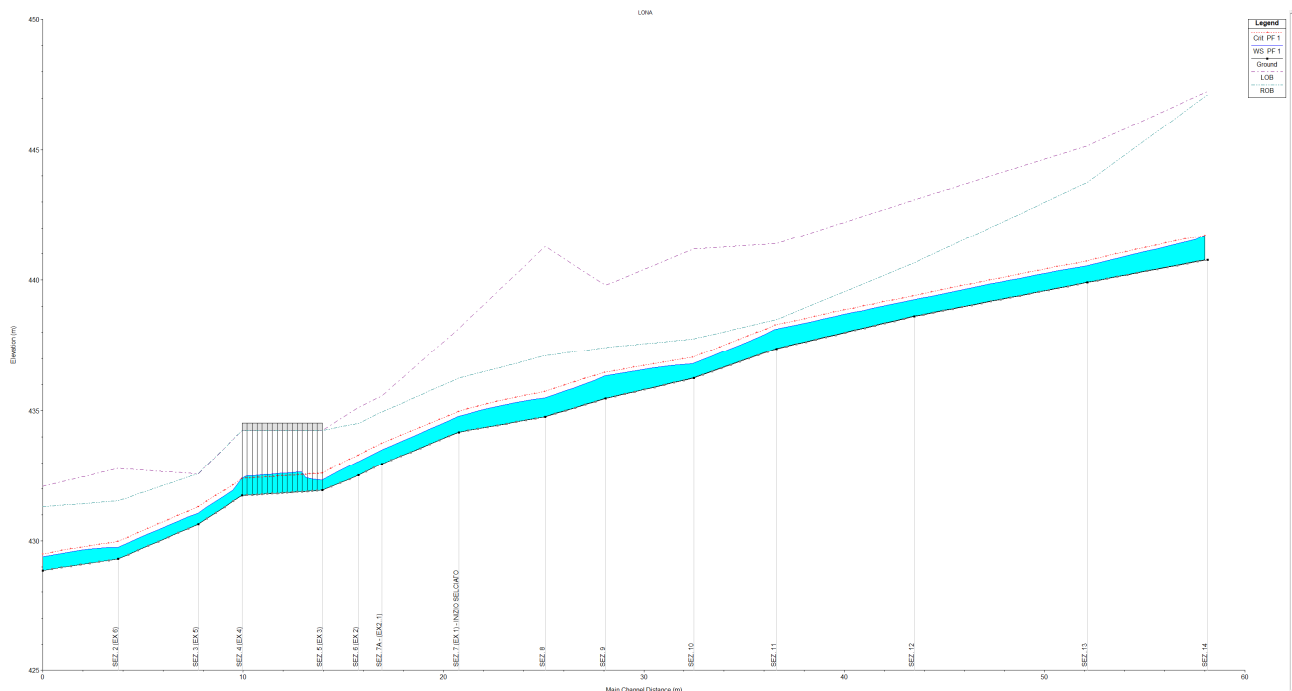


Fig. 6.6 – Profilo di moto permanente calcolato lungo il tratto terminale ed in corrispondenza dell'attraversamento

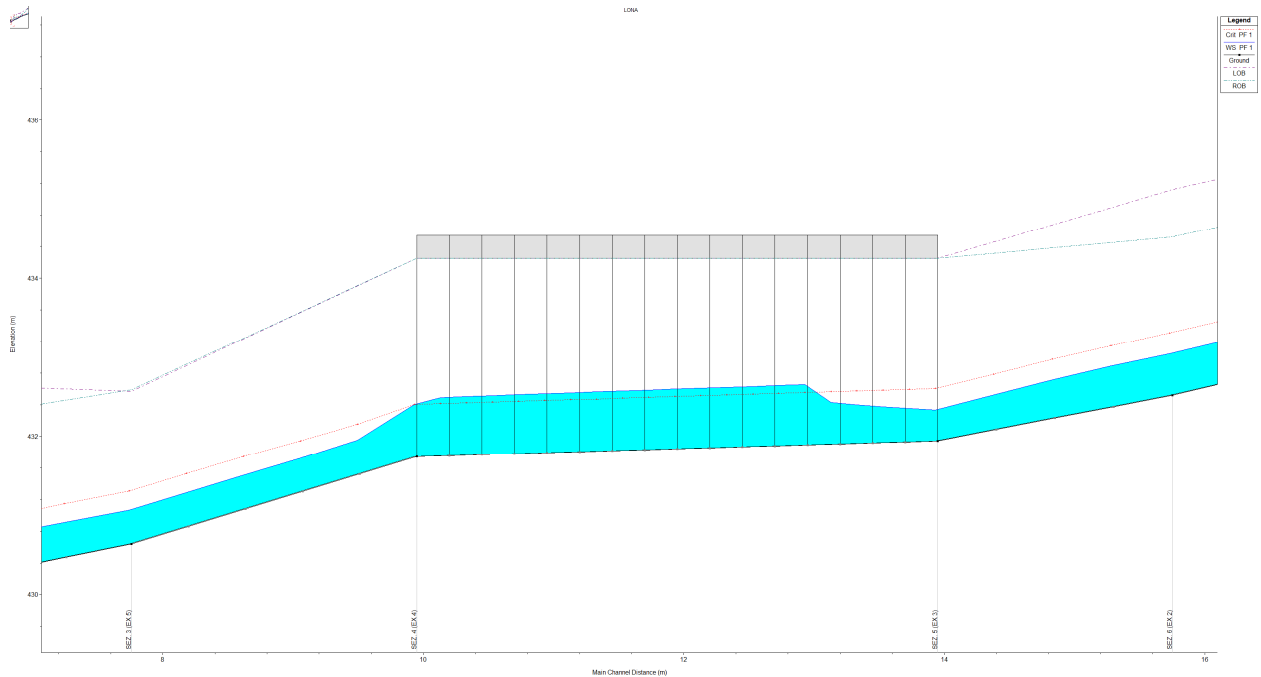


Fig. 6.7 – Particolare de profilo di moto permanente calcolato in corrispondenza dell'attraversamento. Si noti il passaggio della corrente da rapida a lenta, con formazione di un risalto idraulico, dovuto alla riduzione di pendenza ed al restringimento

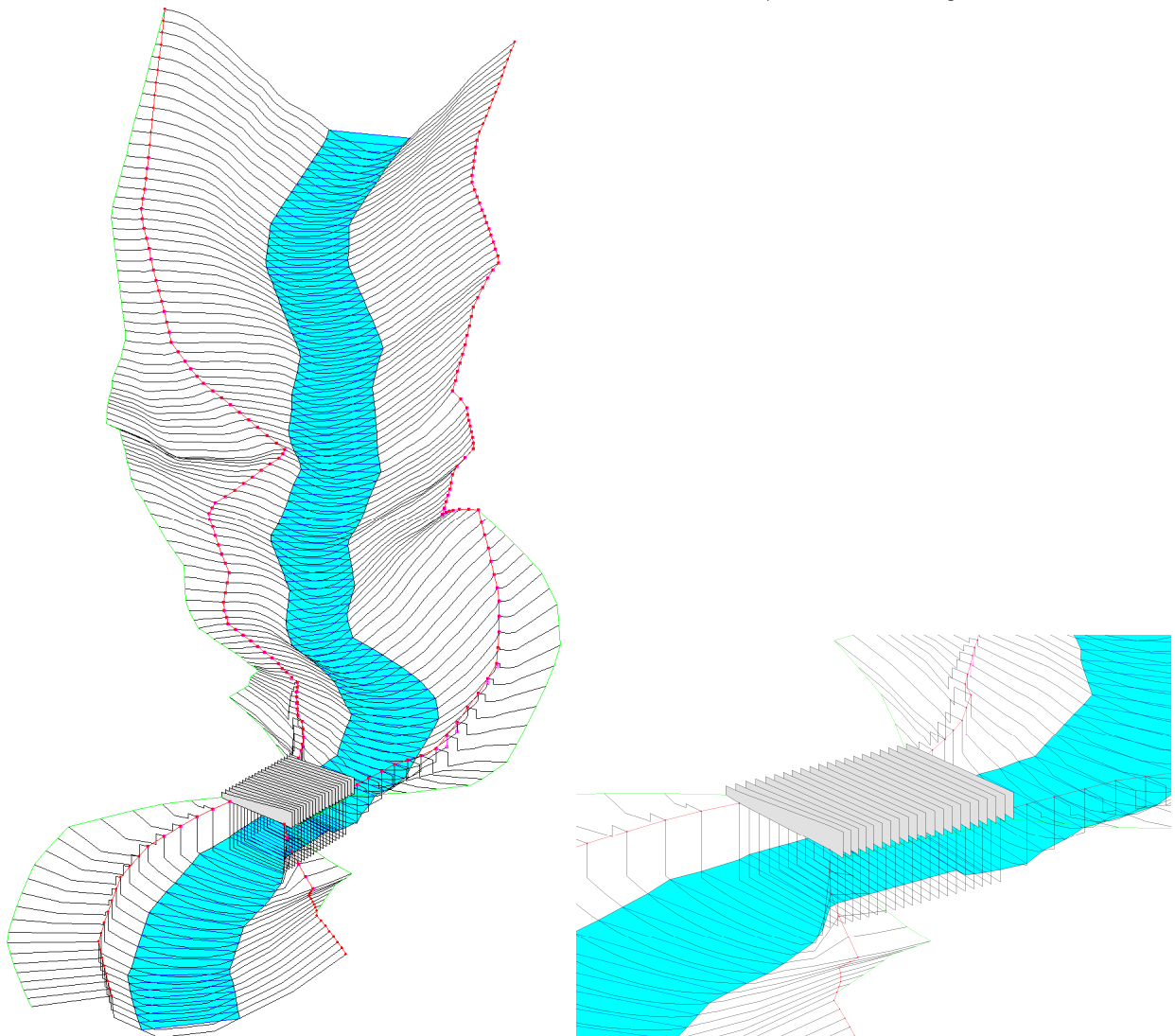


Fig. 6.8-6.9- – Vista 3D del profilo di moto permanente Tr200 simulato con il codice HEC-RAS

Con questa condizione topografica ed idraulica non appare oggettivamente possibile verificare la struttura con il franco di sicurezza di 1.0 m previsto dal PGUAP e tanto meno 1.5 m previsto dalle NTC2018, almeno se si considerano valori del deposito come quelli stimati dal codice bidimensionale. Sembra possibile verificare la struttura con valori del franco più elevati ipotizzando però un leggero aumento della pendenza, dal 5% al 10%.

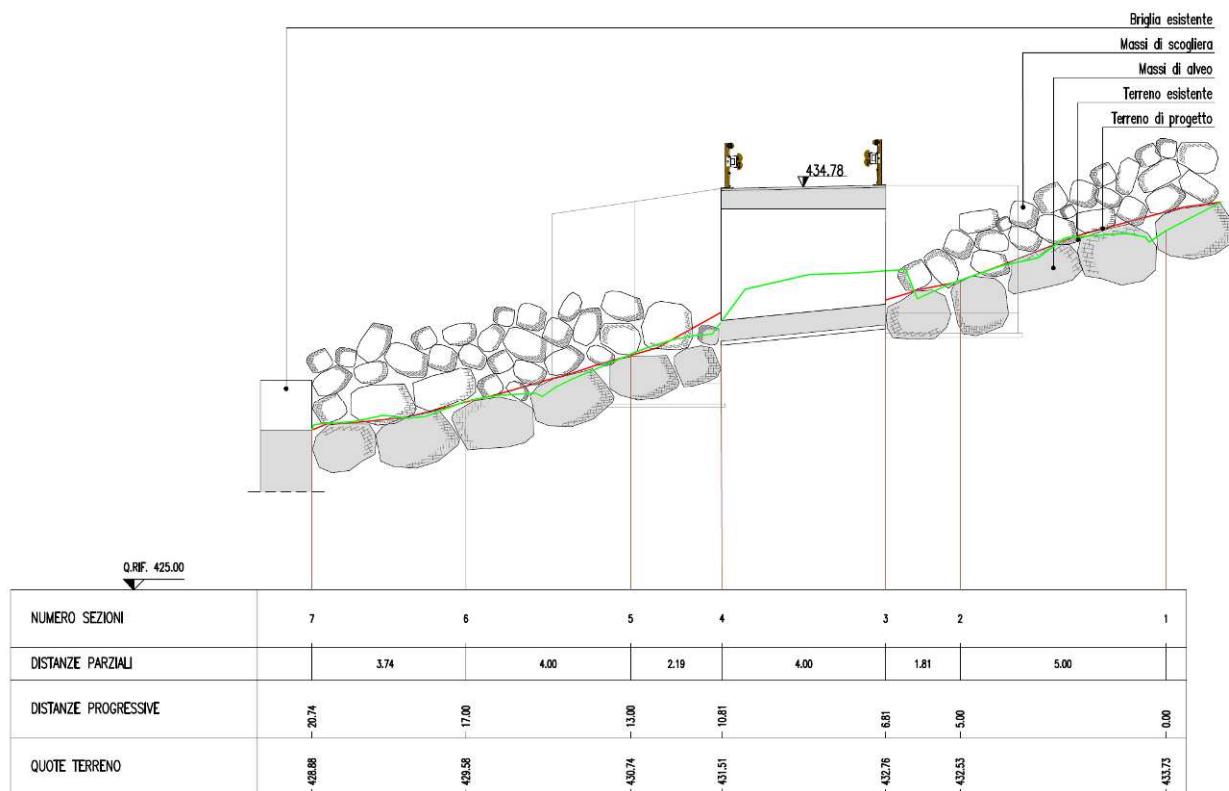


Fig. 6.10 – Profilo di progetto del tombotto di attraversamento (configurazione pendenza 10%)

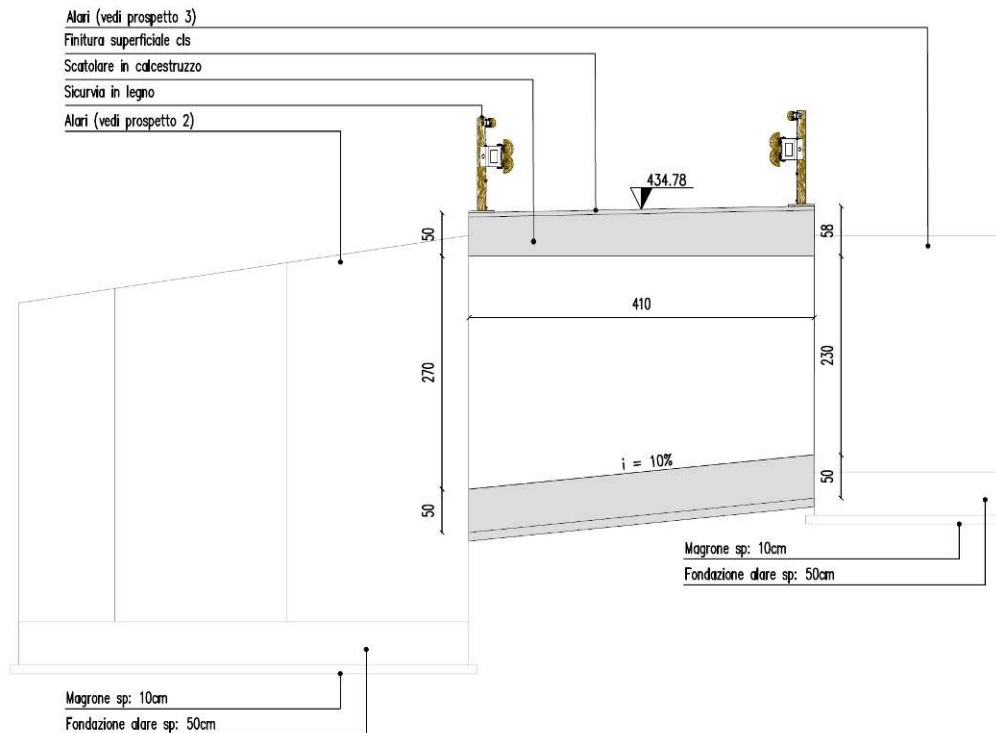


Fig. 6.11 – Particolare profilo di progetto del tombotto di attraversamento (configurazione pendenza 10%)

Tale configurazione è stata verificata con un'ulteriore simulazione monodimensionale di cui si riportano di seguito i risultati.

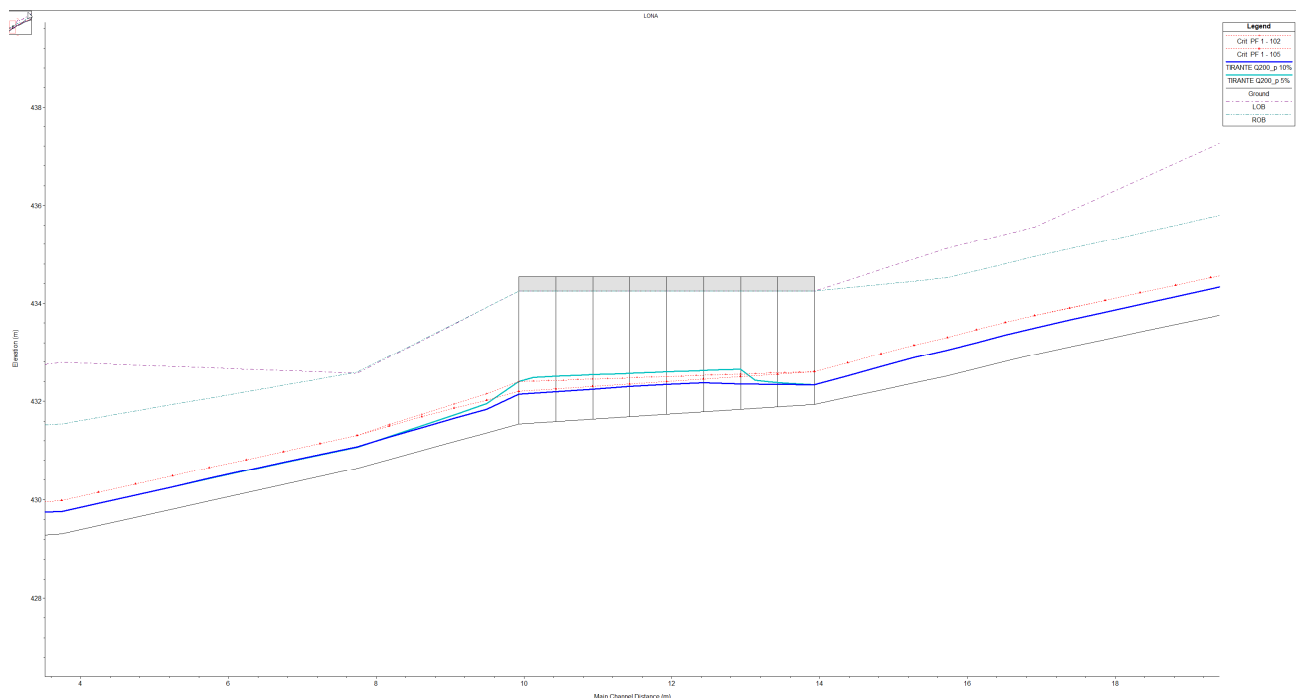


Fig. 6.11 – Confronto tra il tirante simulato con pendenza del fondo del tombotto 5% e 10%.

Come si nota osservando l'immagine sopra riportata, con questa nuova configurazione progettuale la corrente rimane rapida entro l'intero profilo della struttura ed il tirante massimo si abbassa a valori compresi tra 55-58 cm, ma ciò che più importa è l'eliminazione del risalto idraulico che si veniva a creare entro la struttura con la configurazione al 5%, che certamente poteva favorire fenomeni deposizionali all'imbocco della stessa. In questo modo, quindi, anche tale innalzamento del fondo appare scongiurato o comunque molto limitato.

Questo consente quindi di avere una struttura verificata idraulicamente con franchi di sicurezza più vicini ai 1.5 m previsti dalle NTC2018 per la stragrande maggioranza degli eventi e garantire comunque un franco di sicurezza accettabile e oltre il metro entro la struttura (**134 cm**) anche considerando eventuali depositi di 60 cm come simulati dal codice 2D) per gli eventi a maggior TR consentendo ancora il raccordo plani-altimetrico con la strada esistente, che un innalzamento superiore a quello previsto non renderebbe più possibile a causa degli evidenti vincoli topografici presenti.

Si ricorda inoltre come la configurazione topografica dell'area, anche in caso di malaugurate fuoriuscite in corrispondenza della struttura non comporterebbe il peggioramento delle condizioni di pericolo su altre aree poste più a valle.

Per tutto quanto sopra, si ritiene la struttura idraulicamente verificata e l'intervento idraulicamente compatibile con il regime idraulico di piena del rio di Piazzole, attraverso il recepimento progettuale ed esecutivo delle indicazioni in precedenza enunciate.

IL TECNICO
Dott. Silvio Grisotto



ALLEGATO 1: RISULTATI NUMERICI DELLA SIMULAZIONE 1D con configurazione pendenza attraversamento 10%

River	SEZIONE	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	LOB Elev	ROB Elev	Vel Chnl	Fr_dx	Fr_sx	Froude
Station	TOPOGRAFICA	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	
100	SEZ. 14	5.0	440.77	441.72	441.72	447.26	447.13	2.4	5.41	5.54	1
99.9166*	Sez. int	5.0	440.7	441.54	441.64	447.08	446.85	2.86	5.31	5.54	1.26
99.8333*	Sez. int	5.0	440.63	441.44	441.57	446.91	446.57	3	5.13	5.47	1.35
99.75*	Sez. int	5.0	440.55	441.35	441.49	446.74	446.29	3.09	4.94	5.39	1.41
99.6666*	Sez. int	5.0	440.48	441.26	441.41	446.56	446	3.16	4.74	5.3	1.46
99.5833*	Sez. int	5.0	440.41	441.17	441.33	446.39	445.72	3.23	4.55	5.22	1.5
99.5*	Sez. int	5.0	440.34	441.08	441.25	446.21	445.44	3.26	4.36	5.13	1.52
99.4166*	Sez. int	5.0	440.26	440.99	441.16	446.03	445.16	3.3	4.17	5.04	1.55
99.3333*	Sez. int	5.0	440.19	440.9	441.08	445.86	444.88	3.33	3.98	4.96	1.57
99.25*	Sez. int	5.0	440.12	440.81	440.99	445.68	444.6	3.35	3.79	4.87	1.59
99.1666*	Sez. int	5.0	440.05	440.72	440.9	445.51	444.31	3.39	3.59	4.79	1.62
99.0833*	Sez. int	5.0	439.97	440.63	440.81	445.34	444.03	3.41	3.4	4.71	1.65
99	SEZ. 13	5.0	439.9	440.53	440.72	445.16	443.75	3.44	3.22	4.63	1.68
98.9444*	Sez. int	5.0	439.83	440.47	440.64	445.04	443.58	3.33	3.11	4.57	1.61
98.8888*	Sez. int	5.0	439.76	440.41	440.58	444.93	443.41	3.28	3	4.52	1.58
98.8333*	Sez. int	5.0	439.69	440.34	440.51	444.81	443.23	3.26	2.89	4.47	1.58
98.7777*	Sez. int	5.0	439.61	440.27	440.43	444.7	443.06	3.25	2.79	4.43	1.57
98.7222*	Sez. int	5.0	439.54	440.2	440.36	444.58	442.89	3.24	2.69	4.38	1.57
98.6666*	Sez. int	5.0	439.47	440.12	440.29	444.47	442.72	3.23	2.6	4.35	1.57
98.6111*	Sez. int	5.0	439.4	440.05	440.21	444.35	442.54	3.23	2.49	4.3	1.57
98.5555*	Sez. int	5.0	439.33	439.98	440.14	444.24	442.37	3.21	2.39	4.26	1.56
98.5*	Sez. int	5.0	439.25	439.91	440.07	444.12	442.2	3.2	2.29	4.21	1.55
98.4444*	Sez. int	5.0	439.18	439.84	440	444	442.03	3.18	2.19	4.16	1.55
98.3888*	Sez. int	5.0	439.11	439.76	439.92	443.89	441.86	3.2	2.1	4.13	1.56
98.3333*	Sez. int	5.0	439.04	439.69	439.85	443.77	441.68	3.21	1.99	4.08	1.57
98.2777*	Sez. int	5.0	438.97	439.61	439.77	443.66	441.51	3.19	1.9	4.05	1.55
98.2222*	Sez. int	5.0	438.9	439.54	439.7	443.54	441.34	3.21	1.8	4	1.57
98.1666*	Sez. int	5.0	438.83	439.46	439.63	443.43	441.17	3.22	1.71	3.97	1.57
98.1111*	Sez. int	5.0	438.75	439.38	439.55	443.31	440.99	3.22	1.61	3.93	1.58
98.0555*	Sez. int	5.0	438.68	439.31	439.47	443.2	440.82	3.23	1.51	3.89	1.58
98	SEZ. 12	5.0	438.61	439.23	439.4	443.08	440.65	3.23	1.42	3.85	1.59
97.9285*	Sez. int	5.0	438.52	439.15	439.32	442.96	440.5	3.23	1.35	3.81	1.58
97.8571*	Sez. int	5.0	438.43	439.08	439.24	442.84	440.34	3.22	1.26	3.76	1.57
97.7857*	Sez. int	5.0	438.34	439	439.17	442.72	440.19	3.24	1.19	3.72	1.58
97.7142*	Sez. int	5.0	438.26	438.92	439.09	442.6	440.03	3.23	1.11	3.68	1.57
97.6428*	Sez. int	5.0	438.17	438.84	439.01	442.48	439.88	3.25	1.04	3.64	1.58
97.5714*	Sez. int	5.0	438.08	438.76	438.93	442.36	439.72	3.24	0.96	3.6	1.57
97.5*	Sez. int	5.0	437.99	438.68	438.86	442.23	439.57	3.24	0.89	3.55	1.58
97.4285*	Sez. int	5.0	437.9	438.6	438.78	442.11	439.42	3.24	0.82	3.51	1.59
97.3571*	Sez. int	5.0	437.81	438.52	438.69	441.99	439.26	3.26	0.74	3.47	1.62
97.2857*	Sez. int	5.0	437.72	438.43	438.61	441.87	439.11	3.27	0.68	3.44	1.65

Provincia Autonoma di Trento – Comune di Cembra Lisignago

STUDIO IDROLOGICO, SEDIMENTOLOGICO ED IDRAULICO DEL BACINO AFFERENTE AL RIO DI PIAZZOLE PER LA COMPATIBILITA' IDRAULICA DEL PROGETTO DI COLLEGAMENTO LONA – CEMBRA

97.2142*	Sez. int	5.0	437.64	438.35	438.52	441.75	438.95	3.26	0.6	3.4	1.63
97.1428*	Sez. int	5.0	437.55	438.27	438.44	441.63	438.8	3.26	0.53	3.36	1.62
97.0714*	Sez. int	5.0	437.46	438.19	438.36	441.51	438.64	3.25	0.45	3.32	1.59
97	SEZ. 11	5.0	437.37	438.12	438.28	441.39	438.49	3.23	0.37	3.27	1.55
96.8888*	Sez. int	5.0	437.24	437.94	438.14	441.37	438.41	3.49	0.47	3.43	1.73
96.7777*	Sez. int	5.0	437.12	437.79	438	441.34	438.33	3.65	0.54	3.55	1.85
96.6666*	Sez. int	5.0	436.99	437.63	437.87	441.32	438.24	3.76	0.61	3.69	1.93
96.5555*	Sez. int	5.0	436.87	437.49	437.72	441.3	438.16	3.83	0.67	3.81	1.99
96.4444*	Sez. int	5.0	436.74	437.35	437.59	441.27	438.08	3.88	0.73	3.92	2.03
96.3333*	Sez. int	5.0	436.62	437.21	437.45	441.25	438	3.93	0.79	4.04	2.06
96.2222*	Sez. int	5.0	436.49	437.07	437.31	441.23	437.91	3.95	0.84	4.16	2.08
96.1111*	Sez. int	5.0	436.37	436.93	437.18	441.2	437.83	3.96	0.9	4.27	2.09
96	SEZ. 10	5.0	436.24	436.79	437.04	441.18	437.75	3.97	0.96	4.39	2.09
95.8888*	Sez. int	5.0	436.15	436.76	436.98	441.03	437.71	3.65	0.95	4.27	1.84
95.7777*	Sez. int	5.0	436.07	436.73	436.92	440.87	437.68	3.41	0.95	4.14	1.66
95.6666*	Sez. int	5.0	435.98	436.68	436.85	440.72	437.64	3.27	0.96	4.04	1.54
95.5555*	Sez. int	5.0	435.89	436.63	436.79	440.56	437.6	3.18	0.97	3.93	1.47
95.4444*	Sez. int	5.0	435.81	436.57	436.72	440.41	437.57	3.17	1	3.84	1.44
95.3333*	Sez. int	5.0	435.72	436.51	436.66	440.25	437.53	3.16	1.02	3.74	1.41
95.2222*	Sez. int	5.0	435.63	436.45	436.59	440.1	437.49	3.16	1.04	3.65	1.39
95.1111*	Sez. int	5.0	435.55	436.39	436.53	439.94	437.46	3.17	1.07	3.55	1.38
95	SEZ. 9	5.0	435.46	436.33	436.46	439.79	437.42	3.17	1.09	3.46	1.36
94.8333*	Sez. int	5.0	435.34	436.16	436.35	440.04	437.37	3.44	1.21	3.88	1.52
94.6666*	Sez. int	5.0	435.23	436.01	436.22	440.29	437.31	3.6	1.3	4.28	1.62
94.5*	Sez. int	5.0	435.12	435.88	436.1	440.54	437.26	3.71	1.38	4.66	1.68
94.3333*	Sez. int	5.0	435	435.74	435.98	440.78	437.21	3.79	1.47	5.04	1.73
94.1666*	Sez. int	5.0	434.89	435.61	435.85	441.03	437.15	3.85	1.54	5.42	1.78
94	SEZ. 8	5.0	434.77	435.48	435.73	441.28	437.1	3.9	1.62	5.8	1.81
93.8888*	Sez. int	5.0	434.7	435.44	435.65	440.93	437	3.71	1.56	5.49	1.71
93.7777*	Sez. int	5.0	434.64	435.38	435.59	440.58	436.91	3.58	1.53	5.2	1.66
93.6666*	Sez. int	5.0	434.57	435.32	435.51	440.24	436.81	3.51	1.49	4.92	1.64
93.5555*	Sez. int	5.0	434.51	435.24	435.44	439.89	436.72	3.48	1.48	4.65	1.65
93.4444*	Sez. int	5.0	434.44	435.16	435.36	439.54	436.62	3.46	1.46	4.38	1.67
93.3333*	Sez. int	5.0	434.38	435.07	435.27	439.19	436.53	3.45	1.46	4.12	1.7
93.2222*	Sez. int	5.0	434.31	434.98	435.17	438.85	436.43	3.46	1.45	3.87	1.75
93.1111*	Sez. int	5.0	434.25	434.88	435.07	438.5	436.34	3.46	1.46	3.62	1.8
93	SEZ. 7	5.0	434.18	434.78	434.97	438.15	436.24	3.46	1.46	3.37	1.83
92.9375*	Sez. int	5.0	434.03	434.61	434.82	437.83	436.08	3.61	1.47	3.22	1.93
92.875*	Sez. int	5.0	433.87	434.45	434.67	437.5	435.92	3.71	1.47	3.05	1.99
92.8125*	Sez. int	5.0	433.72	434.29	434.52	437.18	435.76	3.79	1.47	2.89	2.03
92.75*	Sez. int	5.0	433.57	434.13	434.37	436.85	435.59	3.85	1.46	2.72	2.06
92.6875*	Sez. int	5.0	433.42	433.98	434.22	436.53	435.43	3.91	1.45	2.55	2.08
92.625*	Sez. int	5.0	433.27	433.82	434.06	436.21	435.27	3.96	1.45	2.39	2.1
92.5625*	Sez. int	5.0	433.11	433.66	433.9	435.88	435.11	4	1.45	2.22	2.13
92.5	Sez. int	5.0	432.96	433.5	433.75	435.56	434.95	4.04	1.45	2.06	2.15
92.3333*	Sez. int	5.0	432.81	433.35	433.61	435.41	434.81	4.09	1.46	2.06	2.2

Provincia Autonoma di Trento – Comune di Cembra Lisignago

STUDIO IDROLOGICO, SEDIMENTOLOGICO ED IDRAULICO DEL BACINO AFFERENTE AL RIO DI PIAZZOLE PER LA COMPATIBILITA' IDRAULICA DEL PROGETTO DI COLLEGAMENTO LONA – CEMBRA

92.1666*	Sez. int	5.0	432.67	433.2	433.46	435.27	434.66	4.14	1.46	2.07	2.22
92	SEZ. 6	5.0	432.52	433.05	433.31	435.12	434.52	4.19	1.47	2.07	2.26
91.75*	Sez. int	5.0	432.37	432.89	433.14	434.9	434.45	4.2	1.56	2.01	2.32
91.5*	Sez. int	5.0	432.23	432.71	432.97	434.69	434.39	4.22	1.68	1.98	2.36
91.25*	Sez. int	5.0	432.09	432.52	432.78	434.47	434.32	4.27	1.8	1.95	2.36
91	SEZ. 5 - IMBOCCO	5.0	431.94	432.33	432.6	434.25	434.25	4.3	1.92	1.92	2.2
90.875*	Sez. int	5.0	431.89	432.34	432.55	434.25	434.25	3.73	1.91	1.91	1.78
90.75*	Sez. int	5.0	431.84	432.35	432.5	434.25	434.25	3.28	1.9	1.9	1.47
90.625*	Sez. int	5.0	431.79	432.38	432.45	434.25	434.25	2.86	1.87	1.87	1.2
90.5*	Sez. int	5.0	431.74	432.34	432.4	434.25	434.25	2.78	1.91	1.91	1.15
90.375*	Sez. int	5.0	431.69	432.3	432.35	434.25	434.25	2.76	1.95	1.95	1.14
90.25*	Sez. int	5.0	431.64	432.25	432.3	434.25	434.25	2.76	2	2	1.14
90.125*	Sez. int	5.0	431.59	432.2	432.25	434.25	434.25	2.76	2.05	2.05	1.14
90	SEZ. 4 - USCITA	5.0	431.54	432.15	432.2	434.25	434.25	2.76	2.1	2.1	1.14
89.8*	Sez. int	5.0	431.36	431.84	432.02	433.91	433.92	3.47	2.08	2.07	1.84
89.6*	Sez. int	5.0	431.18	431.66	431.86	433.58	433.59	3.64	1.93	1.92	2.05
89.4*	Sez. int	5.0	431	431.47	431.69	433.24	433.25	3.79	1.78	1.77	2.15
89.2*	Sez. int	5.0	430.82	431.27	431.5	432.91	432.92	3.92	1.65	1.64	2.28
89	SEZ. 3	5.0	430.64	431.08	431.3	432.57	432.59	3.99	1.51	1.49	2.39
88.875*	Sez. int	5.0	430.47	430.92	431.14	432.6	432.46	3.91	1.54	1.68	2.3
88.75*	Sez. int	5.0	430.31	430.76	430.98	432.62	432.33	3.88	1.57	1.86	2.26
88.625*	Sez. int	5.0	430.14	430.59	430.81	432.65	432.2	3.87	1.61	2.06	2.25
88.5*	Sez. int	5.0	429.97	430.43	430.65	432.68	432.07	3.87	1.64	2.25	2.24
88.375*	Sez. int	5.0	429.81	430.26	430.48	432.71	431.93	3.87	1.67	2.45	2.24
88.25*	Sez. int	5.0	429.64	430.09	430.31	432.73	431.8	3.86	1.71	2.64	2.24
88.125*	Sez. int	5.0	429.48	429.93	430.15	432.76	431.67	3.87	1.74	2.83	2.24
88	SEZ. 2	5.0	429.31	429.76	429.98	432.79	431.54	3.87	1.78	3.03	2.25
87.875*	Sez. int	5.0	429.26	429.74	429.93	432.7	431.51	3.42	1.77	2.96	1.9
87.75*	Sez. int	5.0	429.2	429.72	429.87	432.62	431.48	3.13	1.76	2.9	1.67
87.625*	Sez. int	5.0	429.15	429.68	429.82	432.53	431.45	2.94	1.77	2.85	1.53
87.5*	Sez. int	5.0	429.09	429.64	429.76	432.45	431.42	2.86	1.78	2.81	1.46
87.375*	Sez. int	5.0	429.03	429.58	429.7	432.36	431.4	2.82	1.82	2.78	1.43
87.25*	Sez. int	5.0	428.98	429.52	429.63	432.27	431.37	2.82	1.85	2.75	1.42
87.125*	Sez. int	5.0	428.92	429.45	429.57	432.19	431.34	2.83	1.89	2.74	1.42
87	SEZ. 1 - BRIGLIA	5.0	428.87	429.39	429.51	432.1	431.31	2.85	1.92	2.71	1.43

Tab. 6.1 – Risultati numerici della simulazione: con sfondo azzurro le sezioni in corrispondenza dell'attraversamento