

COMMITTENTE:

COMUNE DI USSEGLIO

OGGETTO:

**INTERVENTI DI MOVIMENTAZIONE/DISALVEO DI
MATERIALE LITOIDE A MONTE E A VALLE DEL PONTE
SULLA S.P. 32 SUL RIO VENAUS**



Città metropolitana di Torino



LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI USSEGLIO

CODICE AREA:

GEN

FASE PROGETTUALE:

PROGETTO ESECUTIVO

N° ELABORATO:

B

ARCHIVIO:

6576

661

GEN

B

ESE

00

SCALA:

-

TITOLO ELABORATO:

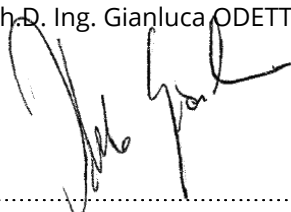
RELAZIONE IDROLOGICO - IDRAULICA

DATA:

**Loranzè,
Giugno 2026**

CONTROLLO QUALITA' ELABORATI

			REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO	APPROVATO	REV	DATA	NOTE
CODICE	AMBITO PROGETTUALE	RESPONSABILE D'AREA		RESP. AREA	COORDINATORE	RESP. PROG.	0	06/2026	EMISSIONE
ARC	ARCHITETTURA ED EDILIZIA	Arch. M. DI PERNA	.	.	G.B.	G.N.	1	.	.
GEO	AMBIENTE E TERRITORIO	Geol. P. CAMBULI	.	.			2	.	.
DLS	DIREZIONE LAVORI E SICUREZZA	Ing. C. PACE	.	.			3	.	.
ENE	ENERGETICA	Ing. A. BREGOLIN	.	.			4	.	.
IDR	IDRAULICA	Ing. G. BERTOLA	G.B.	G.B.			5	.	.
IEL	IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI	Dott. Ing. E. MERCADO	.	.			6	.	.
TFM	IMPIANTI TERMOFLUIDOMECCANICI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			7	.	.
INF	INFRASTRUTTURE	Ing. A. VACCARONE	.	.			8	.	.
STR	STRUTTURE	Ing. D. KOETTING	.	.			9	.	.
VVF	PREVENZIONE INCENDI	Ing. K. ALDBAISSY	.	.			10	.	.
EXT	COLLABORATORI ESTERNI	.	.	.			11	.	.



PROGETTISTA:

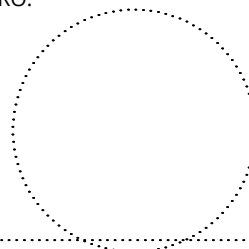
**Ing. Gianluca NOASCONO
N° 8292 Y ALBO INGEGNERI
PROVINCIA DI TORINO**

TIMBRO:



ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



Azienda con sistema
qualità certificato ISO 9001



Associazione delle organizzazioni di ingegneria
di architettura e di consulenza tecnico-economica





INDICE

1	PREMESSE	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3	ASPETTI IDROLOGICI E DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA.....	5
4	MODELLAZIONE IDRAULICA	6
4.1	CODICE DI CALCOLO HEC-RAS	7
4.2	DEFINIZIONE DELLA SCABREZZA	9
4.3	CONDIZIONI AL CONTORNO	12
5	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA	14
5.1	RISULTATI DEL MODELLO IDRAULICO RIFERITO ALLO STATO ATTUALE	14
6	CALCOLO DELLE CONDIZIONI CRITICHE DI MOTO INCIPIENTE.....	17
6.1	METODOLOGIA DI SHIELDS.....	17
6.2	CALCOLO DELLA TENSIONE TANGENZIALE AGENTE	19
6.2.1	VERIFICA SCENARIO DI PROGETTO	19
6.3	CALCOLO DEI DIAMETRI DI EQUILIBRIO LIMITE DEI CLASTI	19
6.4	DEFINIZIONE DEL VOLUME DEI CLASTI	20
7	CONFRONTO DEI RISULTATI CON LE RISULTANZE DELLO STUDIO IDRAULICO DEL PRGC PER IL RIO VENAUS.....	21
8	CONCLUSIONI	25



1 PREMESSE

Il Comune di Usseglio ha incaricato la Sertec Engineering Consulting S.r.l., della progettazione dei lavori denominati "Interventi di movimentazione/disalveo di materiale litoide a monte e a valle del ponte sulla S.P. 32 sul Rio Venaus".

Il suddetto progetto prevede la realizzazione di nuove scogliere, realizzate mediante l'impiego di massi a secco lungo l'alveo del Rio Venaus, al fine di impedire che possano insorgere problematiche generate dai fenomeni erosivi che avvengono in alveo.

Al fine di dimensionare correttamente i massi costitutivi delle nuove opere di protezione è quindi necessario sviluppare uno studio idraulico che permetta di valutare le velocità della corrente in alveo ed i battenti idraulici generati dal passaggio di una piena.

Si è quindi dapprima proceduto a valutare le portate del Rio Venaus desumendole dall'elaborato "Relazione Tecnica e Illustrativa" del Piano Regolatore Generale Comunale (PRGC) del Comune di Usseglio, all'interno della quale vengono effettuate delle valutazioni idrologiche relative ai due corpi idrici oggetto di studio, che analizzano anche gli effetti indotti dal fenomeno del trasporto solido. Avendo quindi determinato le portate di piena per differenti tempi di ritorno è stato realizzato un opportuno modello idraulico tramite il software HEC-RAS, versione 6.4.1, della *US Army Corps of Engineers*. La modellazione idraulica è stata effettuata mantenendo un approccio in moto permanente monodimensionale, definendo opportune sezioni trasversali a partire da un rilievo di dettaglio effettuato con drone, esteso a monte e a valle dei tratti oggetto di studio.

Nel presente elaborato non vengono descritte nel dettaglio le opere in progetto, pertanto per maggiori informazioni in merito alla realizzazione delle stesse si rimanda alla consultazione degli elaborati grafici di progetto e all' "Elaborato A – Relazione Tecnica".

In calce alla presente relazione sono riportati gli allegati degli elaborati e dei risultati ottenuti dal software di calcolo idraulico HEC-RAS.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la stesura della presente relazione idrologico idraulica si è fatto riferimento al seguente quadro normativo:

- a) PAI (Progetto di Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico) – Interventi sulla rete idrografica e sui versanti. Legge 18 maggio 1989, n. 183, art. 17 comma 6 ter. Adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 in data 26 aprile 2001.
7. Norme di attuazione, 7.2 - Direttive di Piano, Direttiva 4 – Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B".
- b) D.P.G.R. Piemonte 06/12/2004, n. 14/R
- c) Regolamento regionale recante: "Prime disposizioni per il rilascio delle concessioni per l'utilizzo di beni del demanio idrico fluviale e lacuale non navigabile e determinazione dei relativi canoni (L.R. 18.5.2004, n. 12).
B.R.U. Piemonte 09/12/2004, n.49
- d) R.D. 25 luglio 1904, n. 523 - Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie (G.U. del 7 ottobre 1904).
- e) Piano Gestione Rischio Alluvioni (PGRA)
La Direttiva Europea 2007/60/CE, recepita nel diritto italiano con D.Lgs. 49/2010, ha dato avvio ad una nuova fase della politica nazionale per la gestione del rischio di alluvioni, che il Piano di gestione del rischio di alluvioni (PGRA) deve attuare, nel modo più efficace. Il PGRA, introdotto dalla Direttiva per ogni distretto idrografico, dirige l'azione sulle aree a rischio più significativo, organizzate e gerarchizzate rispetto all'insieme di tutte le aree a rischio e definisce gli obiettivi di sicurezza e le priorità di intervento a scala distrettuale, in modo concertato fra tutte le Amministrazioni e gli Enti gestori, con la partecipazione dei portatori di interesse e il coinvolgimento del pubblico in generale. Il piano su citato fornisce i profili di piena dei corsi d'acqua del reticolo principale del bacino del Po.
- f) "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni" pubblicato con Decreto all'interno della Gazzetta Ufficiale il 17 gennaio 2018 dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

Di seguito si riportano alcuni punti salienti contenuti nelle normative sopra citate.

a) PAI (Progetto di Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico)

Direttiva criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B.

All'interno della fascia A e B è consentita la realizzazione di nuove opere pubbliche di competenza degli organi statali, regionali o degli altri enti territoriali a condizione che non modifichino i fenomeni idraulici naturali che possono avere luogo nelle fasce, costituendo significativo ostacolo al deflusso e non limitino in maniera significativa la capacità di invaso;



Le nuove opere di attraversamento, stradale e ferroviario, devono essere progettate nel rispetto dei criteri e delle prescrizioni tecniche per la verifica idraulica di cui all'apposita direttiva emanata dall'Autorità di bacino del fiume Po.

La Direttiva "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B", emessa dall'Autorità di bacino del fiume Po nell'ambito del "Piano stralcio delle Fasce Fluviali", approvata dal Comitato tecnico in data 27.04.1999, stabilisce prescrizioni ed indirizzi sia per la progettazione e verifica idraulica di nuovi ponti, che per la verifica di quelli esistenti.

Si rimanda alla suddetta Direttiva evidenziando che:

a) nel caso di una nuova opera le prescrizioni e gli indirizzi individuati sono rivolti a garantire:

- che l'inserimento della struttura sia coerente con l'assetto idraulico del corso d'acqua e non comporti alterazioni delle condizioni di rischio idraulico;
- che siano valutate in modo adeguato le sollecitazioni di natura idraulica cui è sottoposta l'opera, in rapporto alla sicurezza della stessa.

b) nel caso dei ponti esistenti, la presente direttiva indica, oltre ai criteri di compatibilità idraulica da rispettare e le procedure di verifica idraulica da attuare, nel caso di opere per le quali non sia soddisfatta la verifica idraulica di compatibilità:

- le eventuali condizioni di esercizio transitorio della struttura, sino alla realizzazione degli interventi di adeguamento progettati;
- i criteri di progettazione degli interventi correttivi e di adeguamento necessari.

In particolare, si riportano le prescrizioni relative ai criteri di compatibilità idraulica ed i relativi indirizzi progettuali.

Portata di piena di progetto. Il tempo di ritorno della piena di progetto per le verifiche idrauliche del ponte deve normalmente rispettare i seguenti valori:

- per i corsi d'acqua interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali, non inferiore a quello assunto per la delimitazione della fascia B;
- **per i corsi d'acqua non interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali non inferiore a 100 anni.**

In casi eccezionali, quando si tratti di corsi d'acqua di piccole dimensioni e di infrastrutture di importanza molto modesta, possono essere assunti tempi di ritorno inferiori in relazione ad esigenze specifiche adeguatamente motivate; in tali situazioni è comunque necessario verificare che le opere non comportino un aggravamento delle condizioni di rischio idraulico sul territorio circostante per la piena di 200 anni e definire il comportamento dell'opera stessa in rapporto alla stessa piena.

3 ASPETTI IDROLOGICI E DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA

All'interno del presente capitolo vengono riportate le portate di piena di progetto, competenti a diversi tempi di ritorno, per il Rio Venaus. I valori di portata sono stati desunti dall'elaborato "Relazione Tecnica e Illustrativa" facente parte del PRGC del Comune di Usseglio. I valori di portata determinati all'interno del suddetto documento sono il risultato di una valutazione idrologica che comprende anche l'analisi del trasporto solido, effettuata applicando differenti formule empiriche. Le evidenze contenute nel suddetto elaborato sono riportate nella tabella sottostante.

Tabella 1 - Portate del Rio Venaus a diversi tempi di ritorno considerando lo trasporto solido.

Portate di picco [m^3/s]		
Rio Venaus		
TR = 50 anni	TR = 200 anni	TR = 500 anni
56	71	78



4 MODELLAZIONE IDRAULICA

Nel presente capitolo si introduce la verifica idraulica al fine di individuare i livelli idrici in corrispondenza del passaggio di una piena con tempo di ritorno determinato.

Si dispone di un rilievo di dettaglio esteso verso valle e verso monte rispetto alle aree oggetto di intervento.

Una volta valutata sia la geometria e la composizione delle sezioni trasversali, sia le portate e le condizioni al contorno, il tratto di studio del torrente risulta correttamente definito.

Essendo quindi ben delineato il tratto del torrente in esame, con le rispettive sezioni, si provvederà quindi a verificare le condizioni di deflusso con il codice di calcolo HEC-RAS versione 6.4.1 (in moto permanente monodimensionale) della *US Army Corps of Engineers*.

Nel corso della verifica sono state considerate le portate sopra definite, al fine di valutarne i rispettivi scenari. Si è rivolta maggiore attenzione al comportamento del corso d'acqua con una portata avente tempo di ritorno pari a 200 anni.

4.1 CODICE DI CALCOLO HEC-RAS

Lo studio idraulico del corso d'acqua tramite il modello numerico è impostato in modo da verificare l'assenza di criticità idrauliche in caso di deflusso con portate di piena in corrispondenza della sezione dove è collocato il manufatto di attraversamento in esame.

Il presente capitolo è pertanto strutturato in modo tale da fornire chiarimenti sul funzionamento del modello numerico adottato e sulla metodologia utilizzata nella scelta delle sezioni trasversali necessarie alle simulazioni.

Opportuni grafici provvedono a fornire una visione d'insieme dei risultati cui si è pervenuti.

Il modello è strutturato per calcolare i profili di superficie libera in moto permanente gradualmente vario (in senso spaziale e non temporale) in alvei prismatici e non-prismatici.

Entrambi i tipi di corrente, lenta e veloce (o mista), possono essere calcolati così come le conseguenze di diverse tipologie di accidentalità e strutture di cui si conosca la relazione fra carico e portata defluente. Il presente codice di calcolo consente, integrando le equazioni di De Saint Venant, di simulare condizioni di moto vario, con geometrie e portate variabili nel tempo, ma si ritiene, per il tratto in esame, sufficiente e cautelativo (assenza di laminazione dovuta alla propagazione dell'onda di piena) utilizzare simulazioni di moto permanente (geometrie variabili, ma portate costanti nel tempo).

Il software implementato consente di determinare con precisione l'effetto di rigurgito dovuto alle spalle dei ponti o all'ingombro delle pile.

Particolare importanza riveste la possibilità di parametrizzare il coefficiente di scabrezza per alveo e golene.

Inoltre, è possibile creare all'interno di ciascuna sezione trasversale del corso d'acqua più zone a scabrezza omogenea in modo da approssimare con precisione notevole il valore del suddetto parametro, troppo spesso legato all'imprecisione del coefficiente di scabrezza equivalente.

L'insieme dei dati di output è strutturato in modo da fornire la conoscenza globale dei fenomeni che interessano l'intera area occupata dalla portata di piena. Le informazioni fornite riguardano diversi parametri fisici e di progettazione quali, per esempio:

- quota in m s.l.m. del pelo libero;
- quota del gradiente energetico;
- velocità e portata, relativa a golene e canale principale;
- larghezza del pelo libero;
- area bagnata;
- principali parametri geometrici;
- sezioni trasversali;
- profilo di moto permanente.



Per meglio comprendere il funzionamento del modello idraulico utilizzato è opportuno fornire una sintesi delle potenzialità e dei fondamenti teorici che stanno alla base del calcolo dei profili di moto permanente e che sono implementati nel modello stesso.

Al fine di calcolare la quota del pelo libero incognita in una determinata sezione trasversale del corso d'acqua è stata adottata la procedura di calcolo nota come Standard Step Method, consistente nell'integrazione dell'equazione di bilancio energetico.

Le due equazioni che proponiamo rappresentano il metodo di cui sopra:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$
$$h_e = L \cdot \bar{S}f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

dove:

- WS_1, WS_2 = quota del pelo libero fra due sezioni di calcolo;
- V_1, V_2 = velocità media;
- α_1, α_2 = coefficienti energetici moltiplicativi della velocità;
- G = accelerazione gravitazionale;
- h_e = perdita di carico;
- L = distanza fra le sezioni trasversali;
- Sf = pendenza media;
- C = coefficiente di perdita per contrazione o espansione.

Ulteriore punto fondamentale nella comprensione del funzionamento del modello idraulico è la suddivisione della massa liquida defluente in unità elementari per le quali la velocità è distribuita uniformemente.

Nel canale principale di deflusso la massa liquida defluente non viene suddivisa tranne nel caso in cui si conferiscano più valori di scabrezza differenti in alveo.

In funzione del numero di differenziazioni del valore della scabrezza saranno individuate corrispondenti unità di deflusso.

La capacità di deflusso per ciascuna suddivisione è pertanto calcolata con la seguente espressione:

$$K = \frac{1,486}{n} aR^{2/3}$$

dove:

- K = capacità di deflusso per unità elementare;
- n = coefficiente di Manning per la scabrezza dell'unità elementare;

- a = area di deflusso dell'unità elementare;
- R = raggio idraulico per l'unità di deflusso elementare.

La capacità totale di deflusso per la sezione trasversale è ottenuta per sommatoria delle singole capacità relative alle unità in cui la sezione è stata scomposta. Le perdite di carico dovute ad attrito sono calcolate come prodotto della pendenza media, S_f , e della distanza L fra due sezioni trasversali consecutive. I dati necessari affinché il modello possa eseguire la simulazione sono:

- tipo di corrente;
- condizioni al contorno;
- valore/i di portata;
- coefficienti rappresentativi delle perdite;
- geometria delle sezioni trasversali;
- distanze (golene e alveo principale) tra le sezioni trasversali.

Determinato il tipo di corrente, la quota iniziale del pelo libero, i valori di portata per cui occorre tracciare i profili di moto permanente, è necessario definire i valori di scabrezza. Il modello utilizzato nelle elaborazioni consente molteplici soluzioni per definire la scabrezza delle singole sezioni trasversali, la qual cosa permette di ridurre moltissimo i margini di dubbio ed incertezza legati all'individuazione di questo coefficiente particolarmente importante. Oltre alle perdite di carico valutate attraverso il coefficiente " n " di Manning (perdite per attrito), è possibile valutare le perdite di transizione per allargamento o restringimento attraverso i coefficienti di espansione o contrazione, le perdite che si originano nell'attraversamento di ponti e tombini in seguito alla forma del manufatto, alla configurazione delle pile, al tipo di moto e alle condizioni di imbocco/sbocco.

4.2 DEFINIZIONE DELLA SCABREZZA

Come accennato in precedenza, il coefficiente di scabrezza può assumere diversi valori in una singola sezione trasversale, al fine di poter rappresentare realisticamente la morfologia della stessa. Oltre a definire un valore di scabrezza per ciascuna suddivisione (golene, alveo principale) è possibile definire la scabrezza in funzione della progressiva della singola sezione trasversale oppure in funzione della quota raggiunta dal pelo libero.

Nella determinazione dei valori del parametro scabrezza si cerca di correlare quella che è la situazione appurata in "situ" del corso d'acqua con i risultati delle esperienze condotte dai ricercatori.

In particolare:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$



dove:

Condizioni dell'alveo		Valori	
Materiale costituente l'alveo	Terra	n_0	0.020
	Roccia		0.025
	Alluvione grossolana		0.028
	Alluvione fine		0.024
Irregolarità della superficie della sezione	Trascurabile	n_1	0.000
	Bassa		0.005
	Moderata		0.010
	Elevata		0.020
Variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale	Graduale	n_2	0.000
	Variazione occasionalmente		0.005
	Variazione frequente		0.010-0.015
Effetto relativo di ostruzioni	Trascurabile	n_3	0.000
	Modesto		0.010-0.015
	Apprezzabile		0.020-0.030
	Elevato		0.040-0.060
Effetto della vegetazione	Basso	n_4	0.005-0.010
	Medio		0.010-0.025
	Alto		0.025-0.050
	Molto alto		0.050-0.100
Grado di sinuosità dell'alveo	Modesto	m_5	1.000
	Apprezzabile		1.150
	Elevato		1.300

La tabella seguente presenta i valori di riferimento per i coefficienti di scabrezza, secondo le formule di Strickler e di Manning, riferiti alle situazioni tipiche dei corsi d'acqua naturali.

Tabella: valori del coefficiente di scabrezza per i corsi d'acqua naturali

Tipologia del corso d'acqua	Strickler $K_s = 1/n \text{ (m}^{1/3} \text{ s}^{-1}\text{)}$
CORSI D'ACQUA MINORI (Raggio idraulico ~ 2 m; larghezza in piena < 30 m)	

Corsi d'acqua di pianura	
- alvei con fondo compatto, senza irregolarità - alvei regolari con vegetazione erbacea - alvei con ciottoli e irregolarità modeste - alvei fortemente irregolari	45-40 30-35 25-30 25-15
Torrenti montani	
- fondo alveo con prevalenza di ghiaia e ciottoli, pochi grossi massi - alveo in roccia regolare - fondo alveo con ciottoli e molti grossi massi - alveo in roccia irregolare	30-25 30-25 20-15 20-15
CORSI D'ACQUA MAGGIORI (Raggio idraulico ~ 4 m; larghezza in piena > 30 m)	
- sezioni con fondo limoso, scarpate regolari a debole copertura erbosa - sezioni in depositi alluvionali, fondo sabbioso, scarpate regolari a copertura erbosa - sezioni in depositi alluvionali, fondo regolare, scarpate irregolari con vegetazione arbustiva e arborea - in depositi alluvionali, fondo irregolare, scarpate irregolari con forte presenza di vegetazione arbustiva e arborea	45-40 35 25-30 20-25
AREE GOLENALI (Raggio idraulico ~ 1 m)	
- a pascolo, senza vegetazione arbustiva - coltivate - con vegetazione arbustiva spontanea - con vegetazione arborea coltivata	40-20 50-20 25-10 30-20
Alveo artificiale in terra	
- materiale compatto, liscio - sabbia compatta, con argilla o pietrisco - sabbia e ghiaia, scarpata lastricata - ghiaietto 10-30 mm - ghiaia media 20-60 mm - ghiaia grossa 50-150 mm - limo in zolle - grosse pietre - sabbia, limo o ghiaia, con rivestimento vegetale	60 50 50-45 45 40 35 30 30-25 25-20
Alveo artificiale in roccia	
con lavorazione accurata	30-25



▪ con lavorazione media ▪ con lavorazione grossolana	▪ 25-20 ▪ 20-15
Alveo artificiale in muratura	
▪ muratura in pietra da taglio ▪ muratura accurata in pietra da cava ▪ muratura normale in pietra da cava ▪ pietre grossolanamente squadrate ▪ scarpate lastricate, fondo in sabbia e ghiaia	▪ 80-70 ▪ 70 ▪ 60 ▪ 50 ▪ 50-45
Alveo artificiale in calcestruzzo	
▪ pavimentazione in cemento ▪ calcestruzzo con casseforme metalliche ▪ calcestruzzo con intonaco ▪ calcestruzzo liscio ▪ intonaco di cemento intatto ▪ calcestruzzo con casseforme in legno, senza intonaco ▪ calcestruzzo costipato, superficie liscia ▪ calcestruzzo vecchio, superficie pulita ▪ rivestimento in calcestruzzo ruvido ▪ superfici irregolari in calcestruzzo	▪ 100 ▪ 100-90 ▪ 95-90 ▪ 90 ▪ 90-80 ▪ 70-65 ▪ 65-60 ▪ 60 ▪ 55 ▪ 50

I valori di scabrezza relativi alle resistenze più alte si riferiscono a situazioni caratterizzate da basse velocità di flusso e da notevole presenza di fattori di disturbo; viceversa, i valori di scabrezza relativi alle resistenze più basse si riferiscono a situazioni caratterizzate da velocità elevate e da ridotta presenza di fattori di disturbo. Si tratta quindi di scegliere, all'interno del campo dei valori estremi, il valore che si ritiene più aderente alla situazione specifica.

La scabrezza dell'alveo principale, in base al rilievo di dettaglio condotto e considerando la morfologia del sito di studio, viene assunta pari a $15 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ ($n = 0,067 \text{ s m}^{-1/3}$).

4.3 CONDIZIONI AL CONTORNO

Le condizioni al contorno, impiegate all'interno del modello idraulico realizzato, sono riassunte di seguito:

- Sezioni trasversali ricavate da rilievo di dettaglio effettuato in situ;
- Condizione di monte: pendenza del fondo alveo pari a 10,0 % (Normal Depth);
- Condizione di valle: pendenza del fondo alveo pari a 4,0 % (Normal Depth);
- Portate di progetto:

$$Q_{50} = 56 \text{ m}^3/\text{s};$$

$Q_{200} = 71 \text{ m}^3/\text{s};$

$Q_{500} = 78 \text{ m}^3/\text{s}.$



5 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA

All'interno del presente capitolo si illustrano i risultati inerenti al modello idraulico realizzato. In accordo con le normative vigenti si è scelto di rappresentare la portata che compete ad un evento di piena caratterizzato da un tempo di ritorno pari a 200 anni. Le immagini ed i ragionamenti presentati di seguito si riferiscono ai valori dei battenti idraulici e delle velocità della corrente che si instaurano in alveo. È stato analizzato lo scenario dello stato attuale dei luoghi. In allegato al presente documento sono presenti le tavole rappresentative dei risultati stessi, al fine di facilitarne la lettura e la comprensione, in particolare si riportano: i tabulati di calcolo, le sezioni trasversali ed i profili idrici ottenuti.

5.1 RISULTATI DEL MODELLO IDRAULICO RIFERITO ALLO STATO ATTUALE

All'interno del presente capitolo si riportano le mappe, estrapolate dal software di calcolo, rappresentative dei battenti idraulici e delle velocità della corrente che si sviluppano in alveo. Nell'immagine seguente (Figura 1) si rappresenta la mappa relativa ai tiranti idraulici calcolati considerando lo stato attuale dei luoghi.

Dai risultati si evince che non vi siano tratti soggetti ad esondazione del corso d'acqua, la portata di piena risulta quindi essere interamente contenuta all'interno dell'alveo. I tiranti idrici si attestano ad un'altezza massima di 2,50 m.

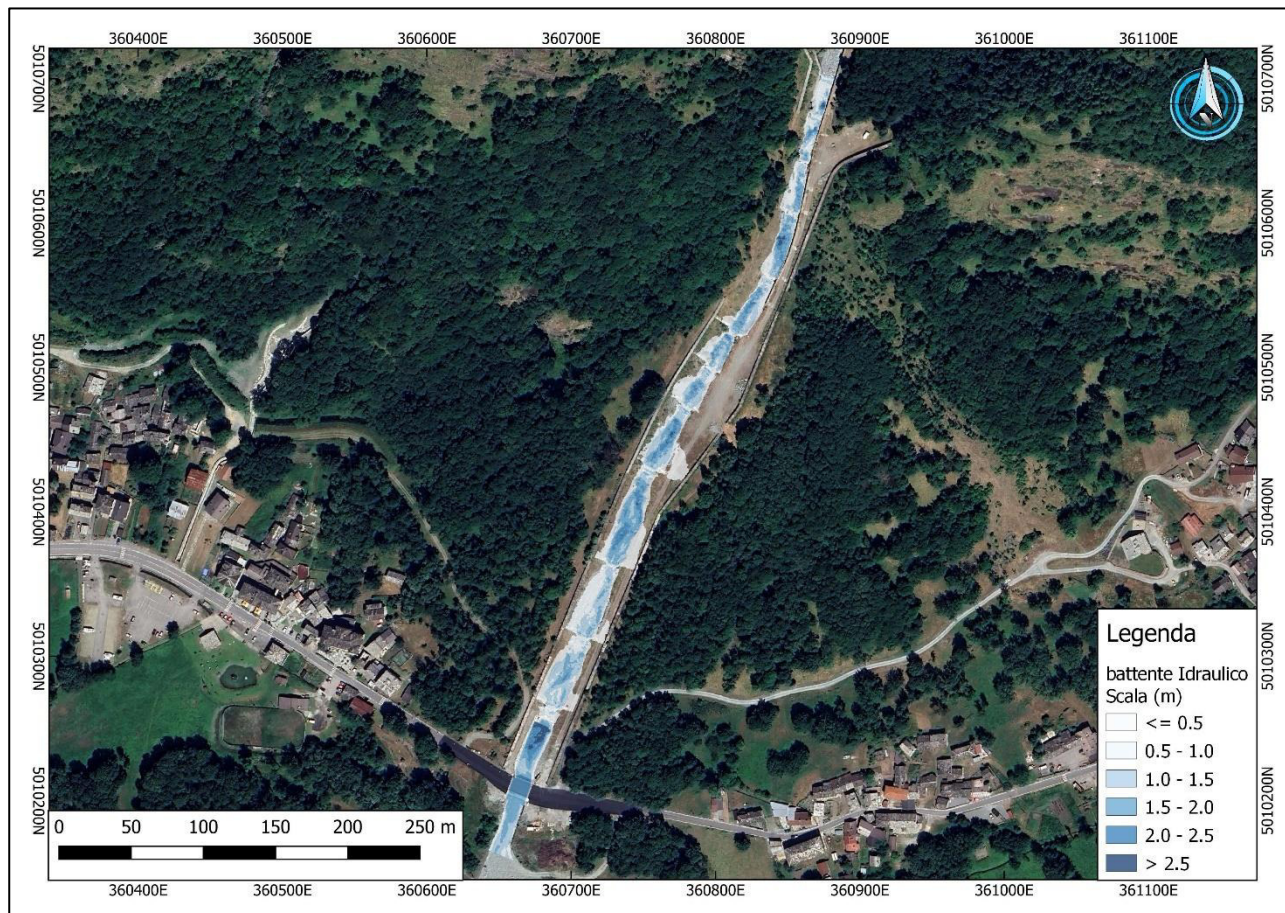


Figura 1 - Battente idraulico per una portata con tempo di ritorno di 200 anni riferito allo stato attuale.

La planimetria in Figura 2, estrapolata dal software di calcolo, rappresenta le velocità della corrente che si sviluppano in alveo. Trattandosi di un alveo caratterizzato da una pendenza dell'asta principale molto marcata le velocità misurate sono anch'esse significative, anche fino a 7-8 m/s. La presenza di tali velocità giustifica la realizzazione delle opere di difesa spondale, necessarie per proteggere le sponde da fenomeni erosivi ed evitare danneggiamenti delle opere attualmente presenti.

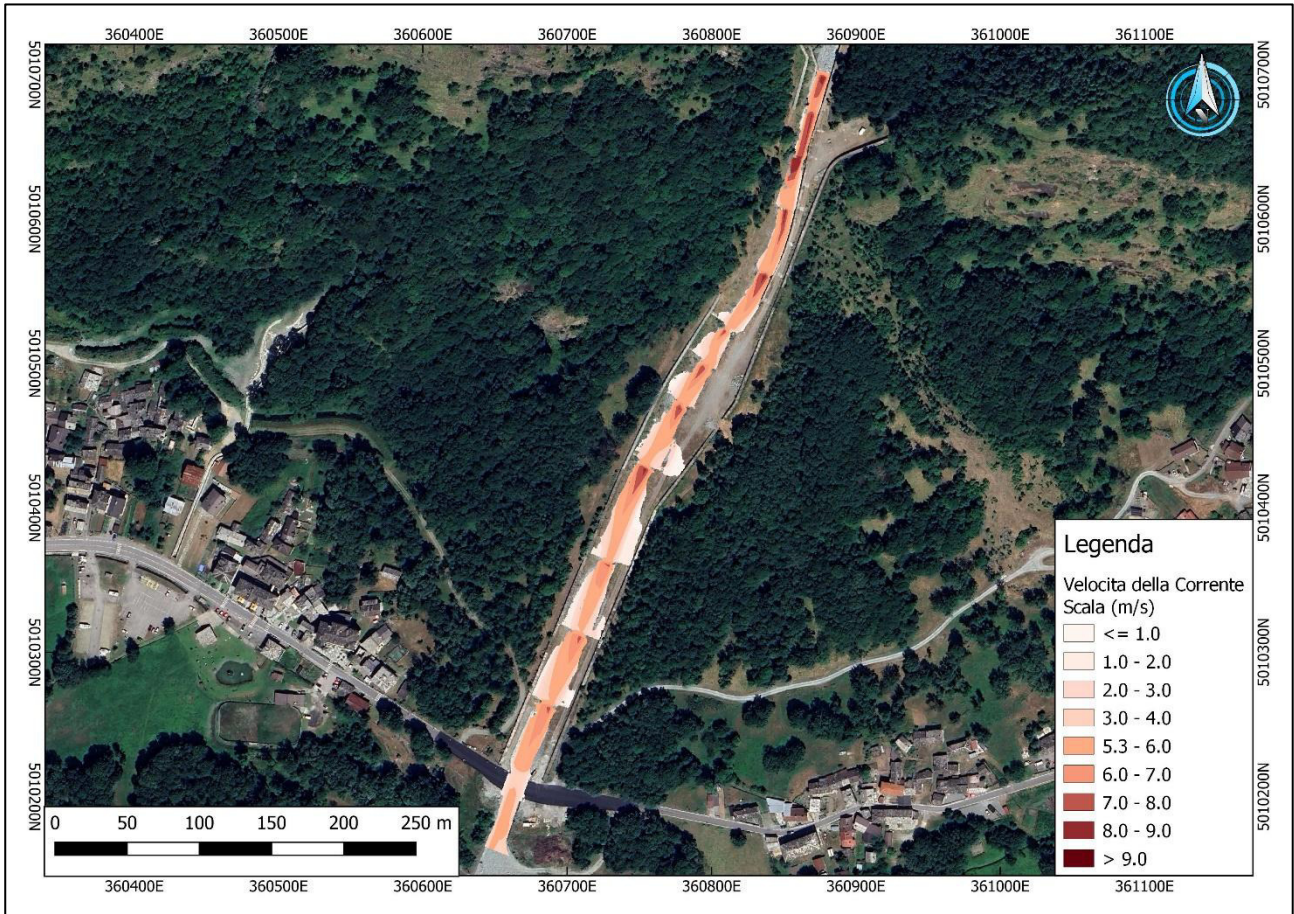


Figura 2 – Velocità della corrente per una portata con tempo di ritorno di 200 anni riferito allo stato attuale.

6 CALCOLO DELLE CONDIZIONI CRITICHE DI MOTO INCIPIENTE

In questo capitolo è stato determinato il diametro minimo dei clasti necessari per la realizzazione delle scogliere, al fine di garantire la stabilità dei massi ed evitare la loro mobilitazione da parte della portata di progetto. La verifica è stata condotta applicando una metodologia di tipo analitico basata sulla metodologia di Shields.

6.1 METODOLOGIA DI SHIELDS

Differenti formule di calcolo sono disponibili in letteratura per la valutazione della stabilità di materiali di assegnata granulometria soggetti all'azione di trascinamento della corrente.

Questi procedimenti si basano sulla determinazione dei valori critici, (in generale desunti da dati sperimentali) delle velocità o delle tensioni tangenziali (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di moto incipiente per il materiale considerato), e sul confronto con i valori reali di tali grandezze.

Le formule che si basano sul concetto di velocità critica, sebbene molto usate in passato, presentano evidenti limiti di applicabilità; infatti, non essendo generalmente disponibili informazioni sulla distribuzione delle velocità nelle sezioni d'alveo, si utilizza nei calcoli il valore della velocità media per il confronto con il valore di velocità critica, che porta ad una sovrastima della velocità allo strato limite, specialmente per alvei che hanno elevata scabrezza e che quindi non presentano certo uno strato limite laminare.

Per questo motivo appare preferibile l'utilizzo di formule basate sul confronto delle tensioni di trascinamento.

Tale criterio si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalla corrente sul materiale costituente il letto fluviale, secondo la formula:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

dove γ (kg/m³) è il peso specifico dell'acqua, R (m) è il raggio idraulico della sezione e i (m/m) la pendenza motrice.

La condizione di stabilità del fondo risulta quando $\tau_{cr} \geq \tau_0$, ovvero quando la tensione tangenziale critica è maggiore o uguale a quella di moto incipiente esercitata dalla corrente.

La seguente analisi di stabilità è riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields - 1936 - la cui formula base è stata ricavata da esperimenti su letti a granulometria uniforme di forte scabrezza), attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli, esprimibile in termini generali con la seguente relazione che esprime una condizione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \phi (Re^*)$$



con:

τ_{cr} = tensione tangenziale critica (kg/m^2);

γ_s = peso specifico materiale d'alveo (kg/m^3);

γ = peso specifico dell'acqua (kg/m^3);

d = diametro del granulo (m);

ϕ = parametro adimensionale dipendente dalle caratteristiche dei granuli e del letto fluviale e dal n° di Reynolds (Re^*) relativo alla velocità di attrito ($u^* = \sqrt{\tau_{cr}/\rho}$).

Per la traduzione della condizione di equilibrio suddetta in termini empirici e ingegneristici sono state proposte varie formulazioni, derivanti da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo alla preventiva definizione della tipologia dei substrati naturali o artificiali e del comportamento idraulico dell'alveo.

In particolare, alcuni autori hanno individuato valori empirici specifici del parametro di Shields:

- $\phi = 0,047$ nella espressione di Meyer-Peter, che considera nullo il termine relativo al trasporto solido;
- $\phi = 0,058 \div 0,060$ nella espressione originale di Shields per $Re^* > 400$;
- $\phi = 0,116$ nella espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle

Nel seguito sono riportate le principali formulazioni normalmente considerate, con riferimento ai rispettivi autori.

- Shields - Krey: la formula (1936) è stata sviluppata per moti in regime turbolento e per la condizione $d \ll h$, dove d è il diametro medio del materiale considerato e h è l'altezza d'acqua:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = 0,06$$

- Zeller: la formula (1963) è relativa a miscugli omogenei in regime di moto assolutamente turbolento ed ottiene un valore limite di ϕ inferiore a quello di Shields:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = 0,047$$

- Armanini: la formula empirica (1990) è applicabile quando la dimensione del materiale è dello stesso ordine di grandezza del tirante idrico (si parla di sommergezza relativa bassa); l'autore ha osservato che in questo caso la mobilità dei grani si riduce sensibilmente:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = 0,06 \left[1 + 0,67 \left(\frac{d}{h} \right)^{0,5} \right]$$

con h : profondità

- Egiazaroff: la formula è applicabile a miscugli non omogenei nel campo di regime assolutamente turbolento (si nota che per $d=d_{50}$, dove d_{50} è la dimensione della maglia del setaccio che lascia passare il 50% in peso del materiale che compone il miscuglio, il valore del primo termine dell'espressione eguaglia praticamente il coefficiente di Shields):

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{0,1}{[\log_{10}(19 d/d_{50})]}$$

Per le verifiche di stabilità dei massi costituenti l'opera in progetto verrà fatto riferimento, nel caso specifico, all'espressione di Shields.

6.2 CALCOLO DELLA TENSIONE TANGENZIALE AGENTE

Si è quindi proceduto a calcolare la tensione tangenziale agente sul fondo, principale fattore in grado di movimentare i massi costitutivi delle scogliere. In base a tale valore è quindi possibile, utilizzando la formulazione più adatta al caso in esame tra quelle elencate nei capitoli precedenti, definire il diametro di riferimento dei massi da utilizzare. La verifica è stata condotta considerando i valori delle grandezze idrauliche che si ottengono nella configurazione di progetto.

6.2.1 VERIFICA SCENARIO DI PROGETTO

La tensione tangenziale τ_0 agente sul fondo è stata calcolata con riferimento all'espressione:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$$

Assumendo:

- $\gamma = 9810 \text{ N/m}^3$ peso specifico dell'acqua;
- $R =$ raggio idraulico nella sezione di verifica pari a circa 0,78 m;
- $i =$ pendenza motrice, pari a circa 0,1 m/m.

Dall'applicazione della formula sopracitata risulta:

$$\tau_0 = 765,18 \text{ N/m}^2$$

6.3 CALCOLO DEI DIAMETRI DI EQUILIBRIO LIMITE DEI CLASTI

Dalla formulazione di Shields della formula di Shields – Krey precedentemente descritta per il calcolo della tensione di trascinamento critica, assumendo un peso specifico dei massi pari a 2700 kg/m^3 e una tensione agente sul fondo di $765,18 \text{ N/m}^2$, si ottiene un diametro di riferimento pari a 0,80 m.

Si definisce quindi il valore limite del diametro dei clasti per il quale si instaura la condizione di moto incipiente e le particelle costituenti il fondo vengono movimentate, mentre al di sopra di tale diametro i clasti non sono movimentati dall'azione della tensione tangenziale, semplicemente invertendo la



formula per il calcolo della tensione di trascinamento critica τ_c (condizione di equilibrio limite per il moto delle particelle solide) e nota la tensione tangenziale agente τ_0 .

6.4 DEFINIZIONE DEL VOLUME DEI CLASTI

Con riferimento a quanto precedentemente descritto, il volume teorico di un clasto in condizione di moto incipiente risulta essere:

$$V = 4/3 \times \pi \times (d/2)^3 = 4/3 \times \pi \times (0,80/2)^3 = 0,27 \text{ m}^3$$

Il volume ottenuto può essere assimilato a quello di un cubo, forma più simile a quella dei massi di cava, di lato pari a 0,65 m.

Alla luce dei risultati ottenuti si ritiene che l'impiego di massi di forma parallelepipedica avente lato minore pari ad almeno 1,0 m o superiore sia adeguato ad assicurare adeguate condizioni di sicurezza.

Si specifica che le verifiche condotte sono state effettuate considerando, lungo il tratto di studio, le condizioni più gravose (raggio idraulico e pendenza maggiori), al fine di garantire un approccio sufficientemente cautelativo.

Inoltre, al fine di conferire monoliticità alle scogliere realizzate in massi cementati, gli stessi saranno intasati nel calcestruzzo.

7 CONFRONTO DEI RISULTATI CON LE RISULTANZE DELLO STUDIO IDRAULICO DEL PRGC PER IL RIO VENAUS

I risultati del presente studio idraulico per il Rio Venaus relativi ad una portata duecentennale che considera sia la portata liquida che quella solida per un valore complessivo pari a $71,00 \text{ m}^3/\text{s}$ possono essere rappresentati nella carta del battente idraulico riportata di seguito.

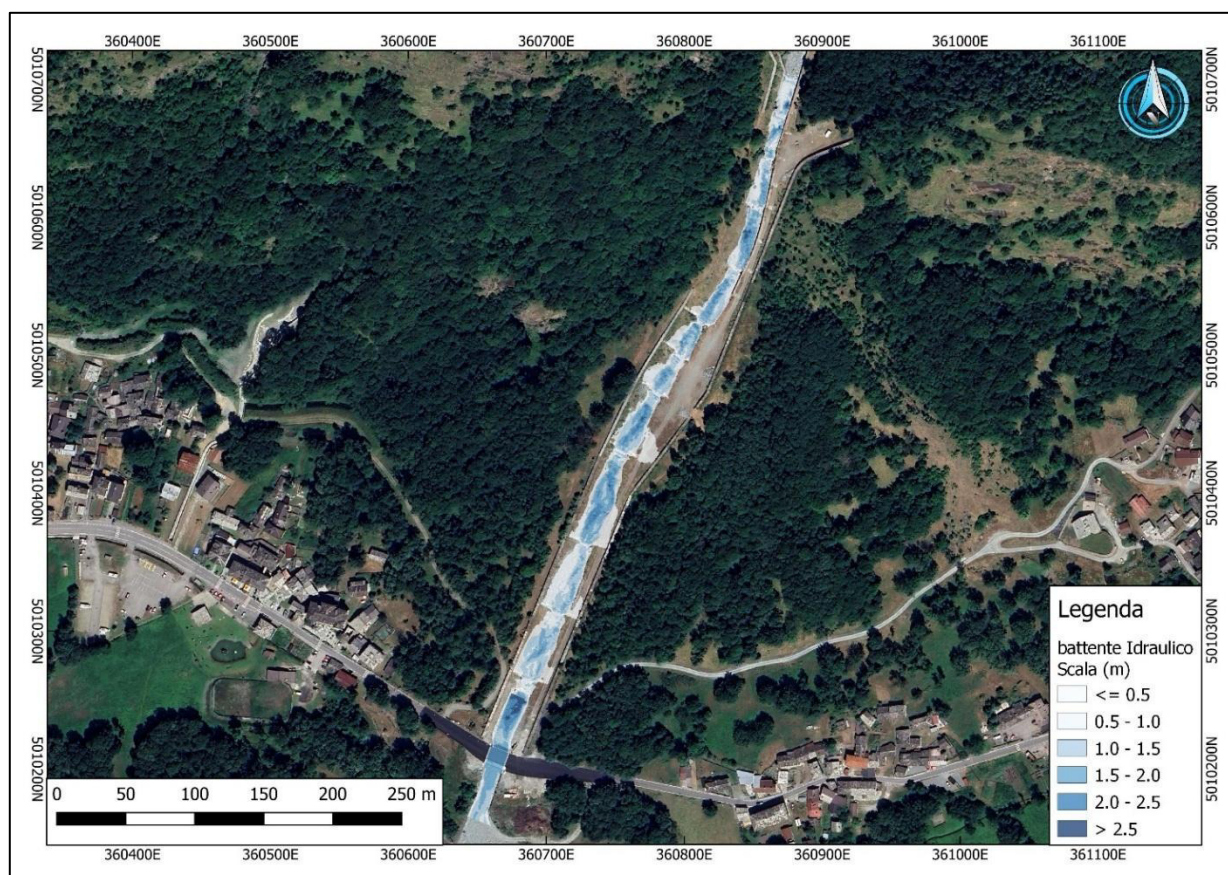


Figura 3 - Battente idraulico per una portata con tempo di ritorno di 200 anni riferito allo stato attuale.

Dai risultati si evince che non vi siano aree esterne al corso d'acqua oltre ai muri di contenimento che risultano essere interessate da fronti alluvionali; pertanto, la portata di piena risulta essere interamente contenuta all'interno dell'alveo. In corrispondenza delle opere da realizzarsi si riscontrano battenti idraulici di entità compresa tra 1,0 – 2,0 m.



Lo studio idraulico contenuto nell'elaborato "Relazione tecnico illustrativa" della "Verifica di compatibilità idraulica delle previsioni dello strumento urbanistico" del PRGC riporta per il Rio Venaus tali dati in ingresso e le conseguenti risultanze del modello HEC-RAS:

Le portate di riferimento che comprendono le componenti liquida e solida sono rispettivamente di 56 m³/s (TR50), 71 m³/s (TR200) e 78 m³/s (TR500); tutte defluiscono entro la sezione arginata del rio occupando prima la parte incisa e, al crescere della portata, le aree laterali comunque sempre entro le arginature esistenti. Questo tratto d'alveo è stato interessato nel recente passato da interventi di ricalibratura delle sezioni d'alveo e potenziamento delle opere di contenimento delle colate detritiche. Per effetto dell'elevata pendenza longitudinale dell'asta del corso d'acqua le velocità di deflusso della vena fluida sono notevoli e generalmente superiori ai 6,0 m/s, contenendo le variazioni del battente idrico entro i 10-20 cm; in tali condizioni il deflusso il perimetro bagnato determinato dalle tre portate di riferimento è sostanzialmente coincidente.

Pertanto, per quanto descritto, in cartografia viene proposta una unica perimetrazione delle aree a rischio molto elevato che corrisponde con il settore d'alveo compreso tra le arginature.

La rappresentazione grafica dei livelli di pericolosità, predisposta con la grafia prevista dagli indirizzi per l'attuazione del PAI nel settore urbanistico, suddivide i diversi settori territoriali in aree contraddistinte dai seguenti livelli:

- EeA a intensità/pericolosità molto elevata
- EbA a intensità/pericolosità elevata
- EmA a intensità/pericolosità media/moderata

Nella figura di seguito si riporta estratto della relazione su citata del PRGC:

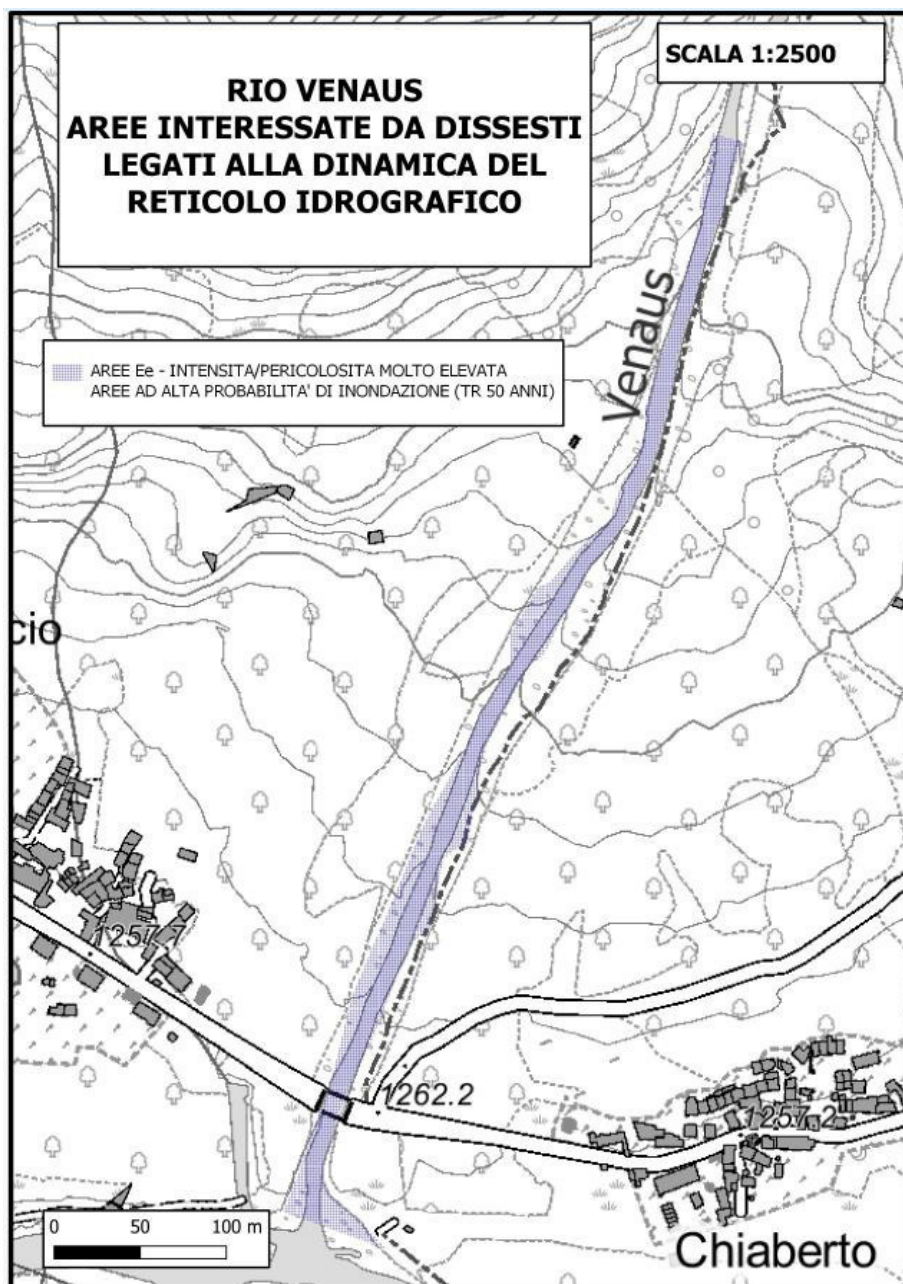


Figura 4 – Aree interessate da dissesti legati alla dinamica del reticolo idrografico per il Rio Venaus (estratto della “Verifica di compatibilità idraulica delle previsioni dello strumento urbanistico” del PRGC)

Dal confronto tra i risultati del presente studio e quelli riportati sul PRGC non si riscontrano differenze rilevanti delle aree bagnate dalla piena di progetto.

Si riportano di seguito anche i risultati mappati maggiormente cautelativi relativi alle colate detritiche definiti con il software FLOW-2D e il metodo di GLENWOOD 3 e contenuti nella medesima relazione tecnica illustrativa del PRGC su citata.



Questo tipo di approccio si basa su una stima del materiale sorgente presente nel bacino di interesse tramite indagini di tipo geologico e applicazione di parametri noti come l'erosione del letto (Hungri).

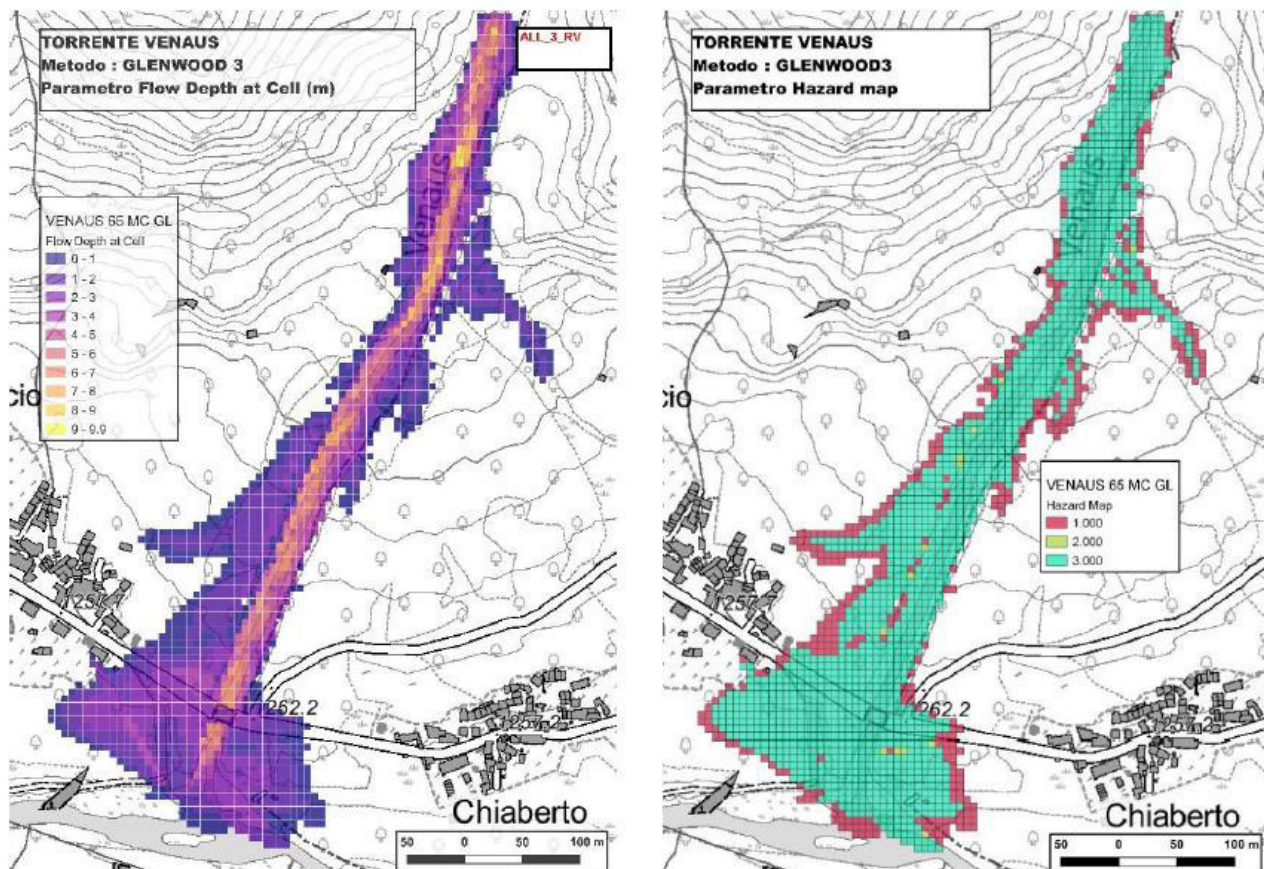


Figura 5 – Mappatura del parametro “Flow depth at cell” e “Hazard map” per il Rio Venaus (estratto della “Verifica di compatibilità idraulica delle previsioni dello strumento urbanistico” del PRGC)

Secondo i risultati riportati il materiale trasportato dal corso d'acqua porta all'esondazione sia in sponda sinistra che in destra del rio Venaus, presupponendo il superamento dei muri di contenimento esistenti presenti su entrambe le sponde.

Si tende comunque a precisare che gli interventi in progetto, i quali consistono nella rimozione di un volume definito di materiale litoide in esubero per la realizzazione delle scogliere e nella realizzazione delle opere di protezione spondale stesse sono atte al contenimento delle erosioni ed a evitare il danneggiamento o il crollo delle opere esistenti poste alle spalle di esse (muri esistenti di protezione spondale), ma non precludono la fuoriuscita dall'alveo di un evento di piena.

8 CONCLUSIONI

Il Comune di Usseglio ha affidato a Sertec Engineering Consulting l'incarico di realizzare le opere previste dal progetto denominato "Interventi di movimentazione/disalveo di materiale litoide a monte e a valle del ponte sulla S.P. 32 sul rio Venaus".

Il suddetto progetto prevede la realizzazione di nuove scogliere lungo l'alveo del Rio Venaus, al fine di impedire che possano insorgere problematiche generate dai fenomeni erosivi che avvengono in alveo. A seguito della determinazione della portata di piena corrispondente ad un evento con tempo di ritorno di 200 anni è stato realizzato un modello idraulico, utilizzato per studiare il deflusso della piena di progetto. La suddetta modellazione considera lo stato attuale dei luoghi mostrando che attualmente sussistono problematiche legate alle elevate velocità della corrente, causate, principalmente, da una marcata pendenza del fondo alveo del Rio Venaus.

L'analisi dei risultati del modello sviluppato evidenzia che le opere previste garantiscono una maggiore protezione delle sponde dell'alveo e riducono il rischio di danni in caso di transito di una piena. Si riscontra che le opere di difesa, progettate per contenere il fenomeno erosivo in atto, richiedono una dimensione dei clasti di forma parallelepipedica avente lato minore non inferiore a 1,0 m.

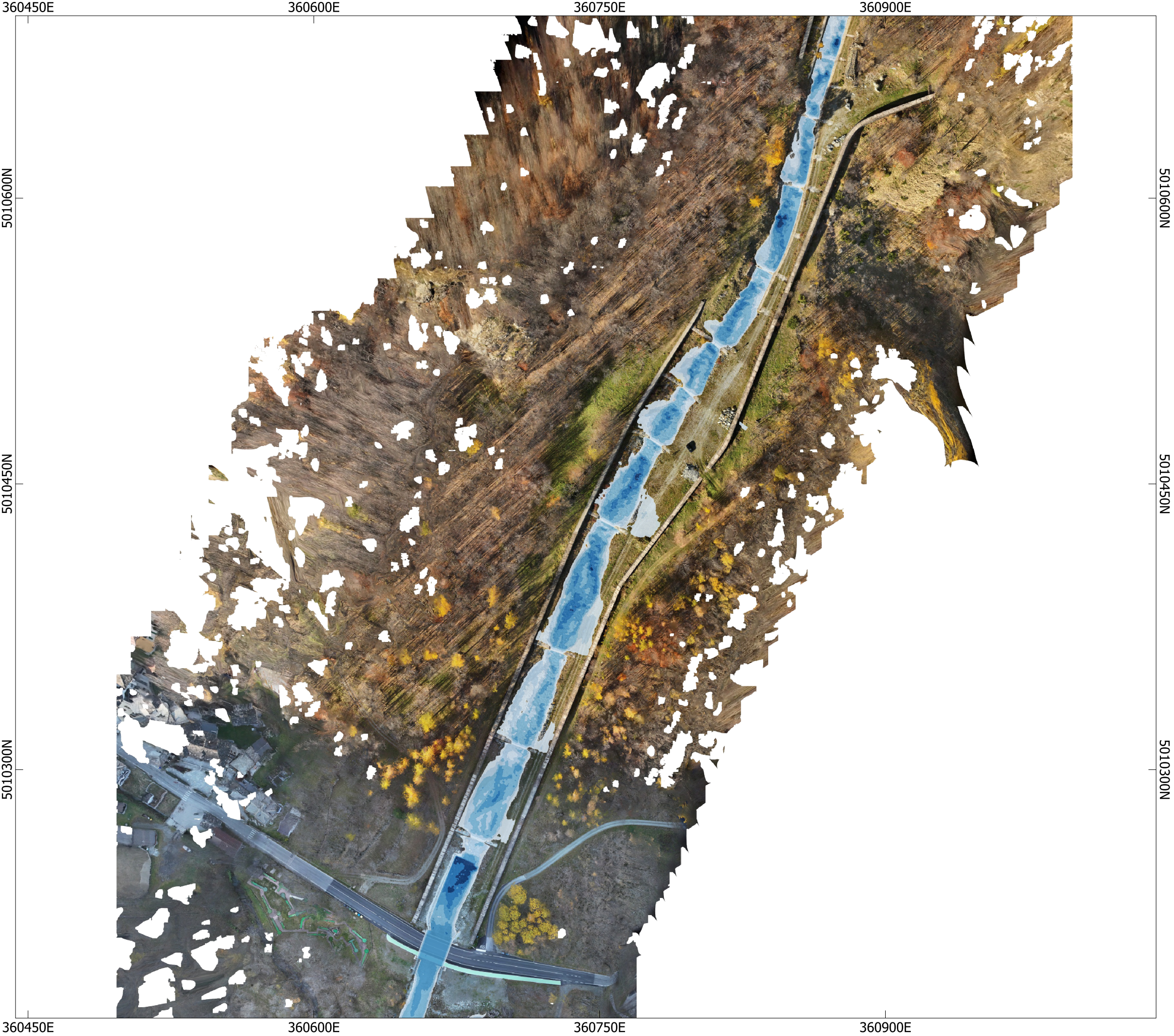
In conclusione, si evince che le nuove scogliere in progetto permettono una migliore protezione delle sponde e generano condizioni di deflusso più favorevoli in modo tale da impedire che si verifichino danneggiamenti dovuti a possibili fenomeni erosivi.



ALLEGATI

RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA RIO VENAUS - BATTENTE

PLANIMETRIA DELL'AREA CON BATTENTE IDRAULICO PER LA PORTATA CON TEMPO DI
RITORNO DI 200 ANNI NELLA CONFIGURAZIONE ATTUALE - SCALA 1:2000



SERTEC S.R.L.
ENGINEERING CONSULTING

31 Strada Provinciale 222
10010 Loranzè (TO)

Legenda

Battente idraulico

Scala (m)

≤ 0.50

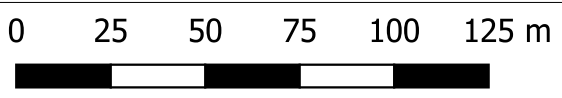
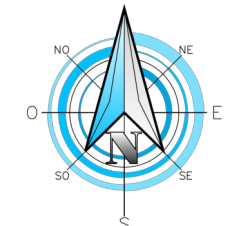
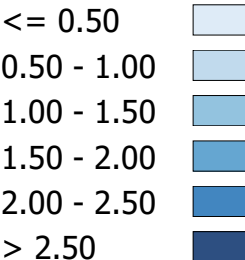
0.50 - 1.00

1.00 - 1.50

1.50 - 2.00

2.00 - 2.50

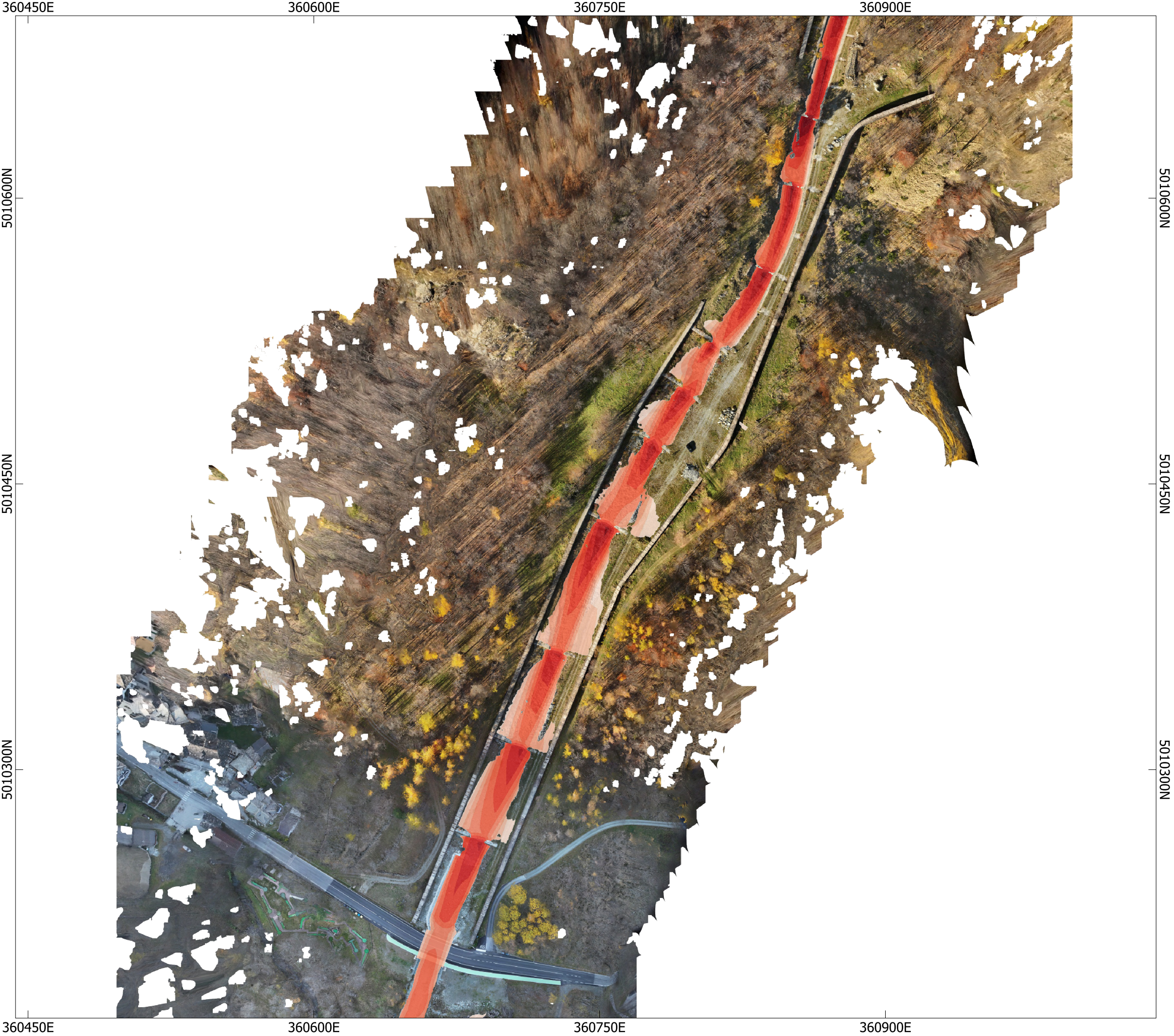
> 2.50





RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA RIO VENAUS – VELOCITA'

PLANIMETRIA DELL'AREA CON VELOCITA' DELLA CORRENTE PER LA PORTATA CON TEMPO DI
RITORNO DI 200 ANNI NELLA CONFIGURAZIONE ATTUALE - SCALA 1:2000

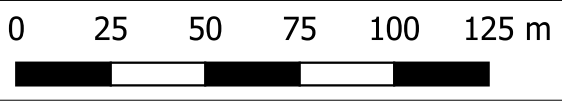
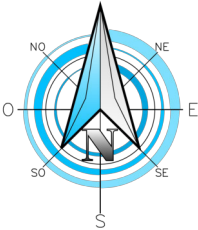


SERTEC S.R.L.
ENGINEERING CONSULTING

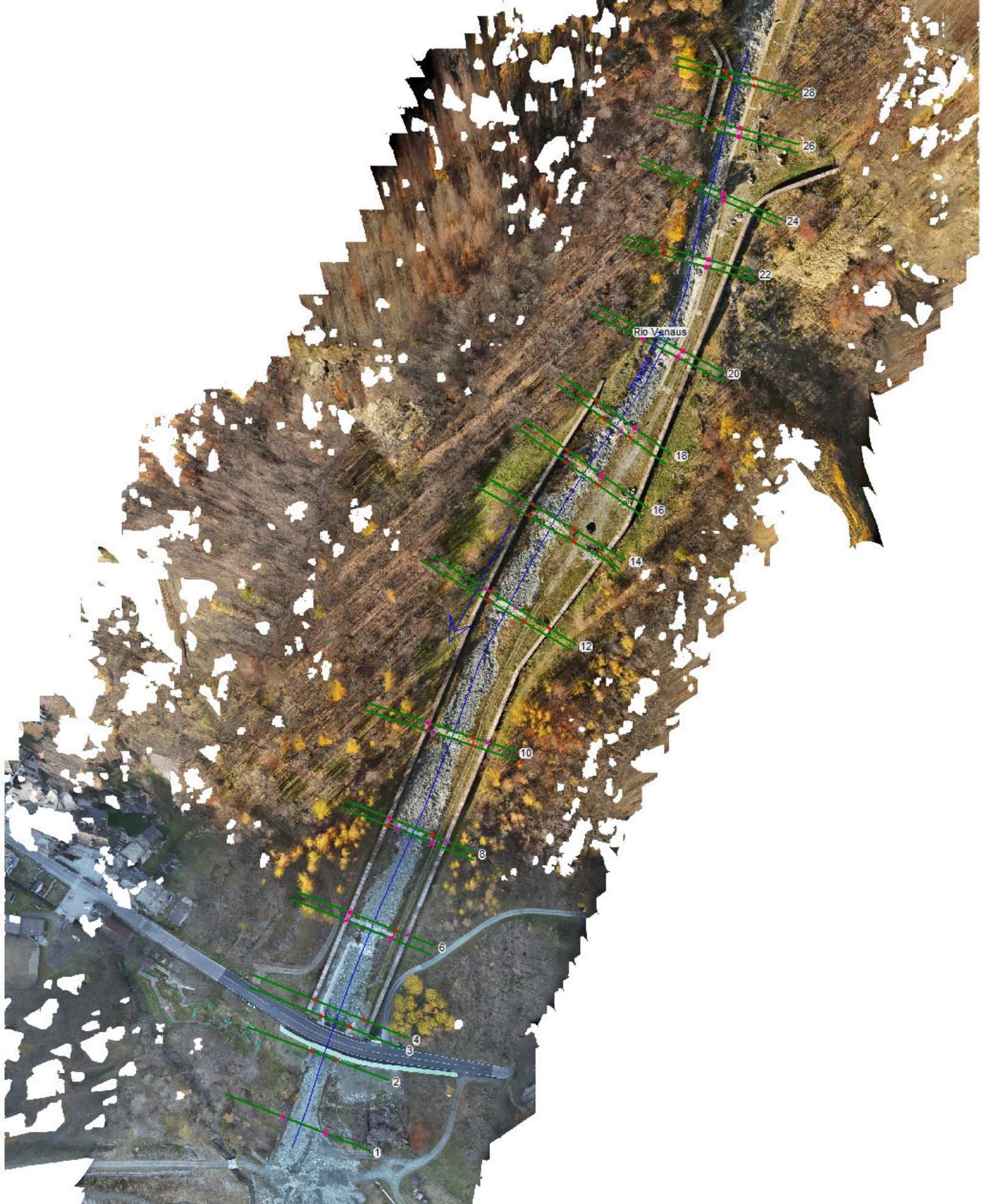
31 Strada Provinciale 222
10010 Loranzè (TO)

Legenda

Velocità della corrente	
Scala (m/s)	
<= 1.00	
1.00 - 2.00	
2.00 - 3.00	
3.00 - 4.00	
4.00 - 5.00	
5.00 - 6.00	
6.00 - 7.00	
7.00 - 8.00	
8.00 - 9.00	
> 9.00	



RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA RIO VENAUS – UBICAZIONE SEZIONI TRASVERSALI



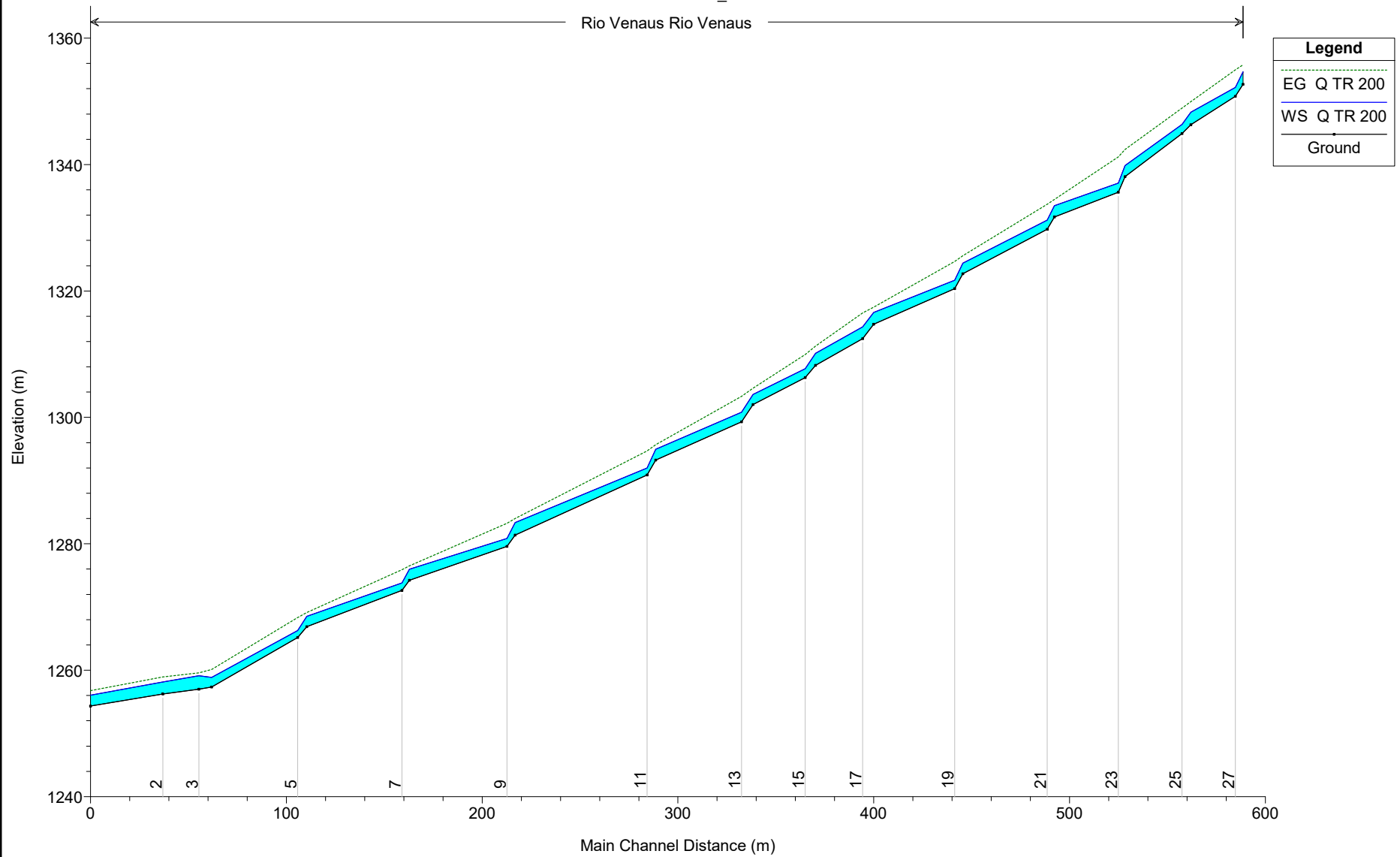


RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA RIO VENAUS – PROFILO IDRICO

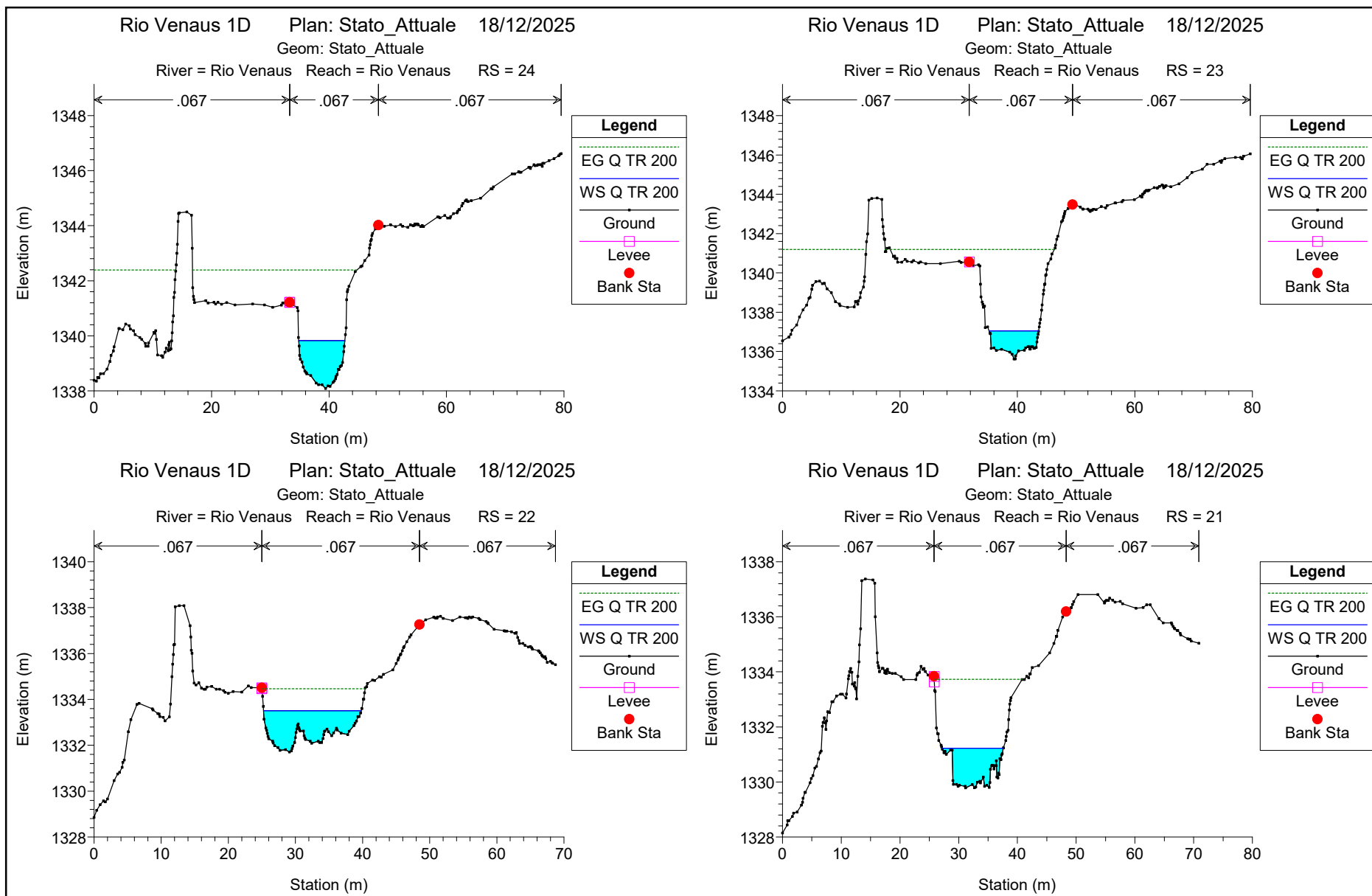
Rio Venaus 1D Plan: Stato_Attuale 18/12/2025

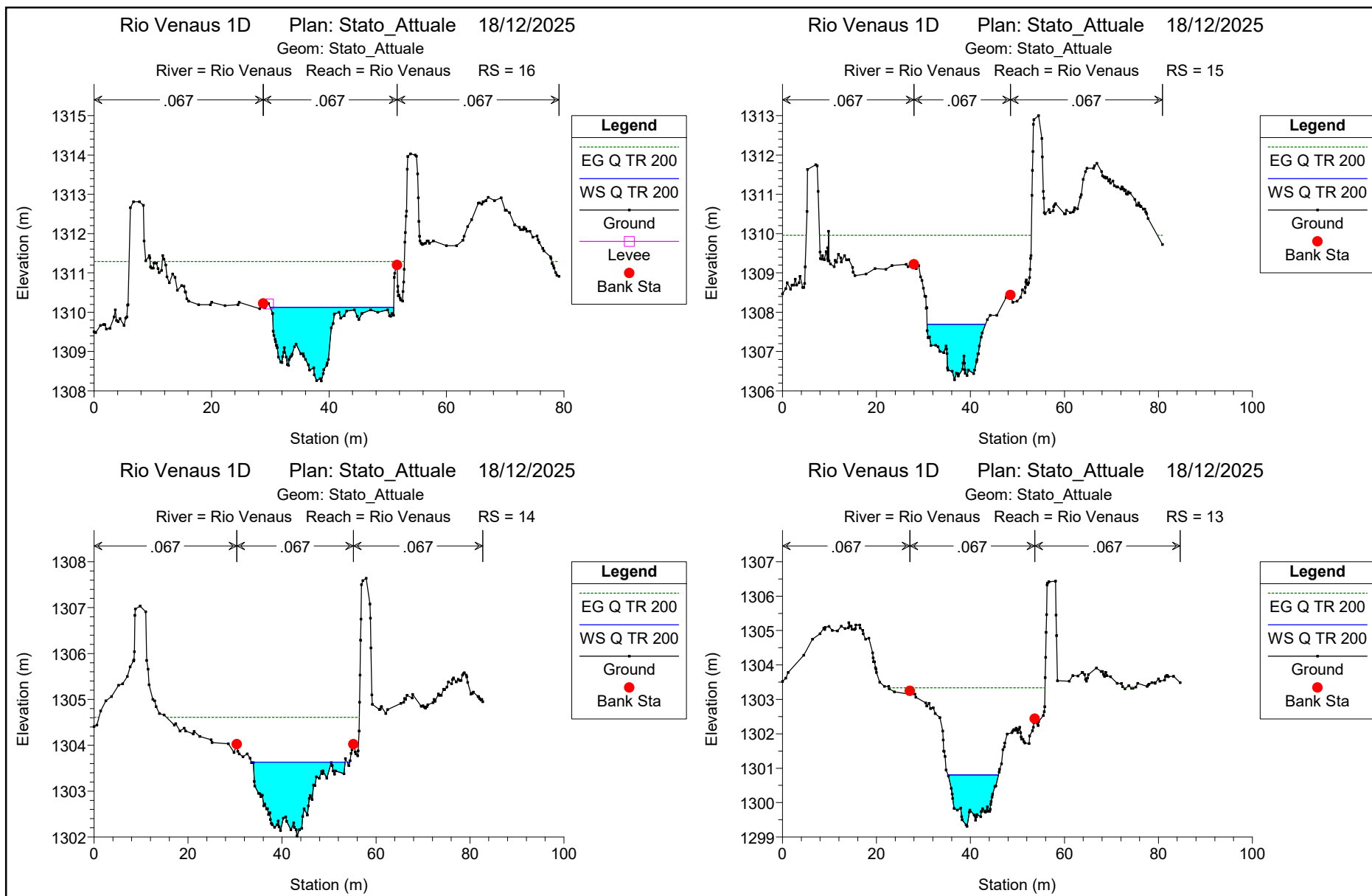
Geom: Stato_Attuale

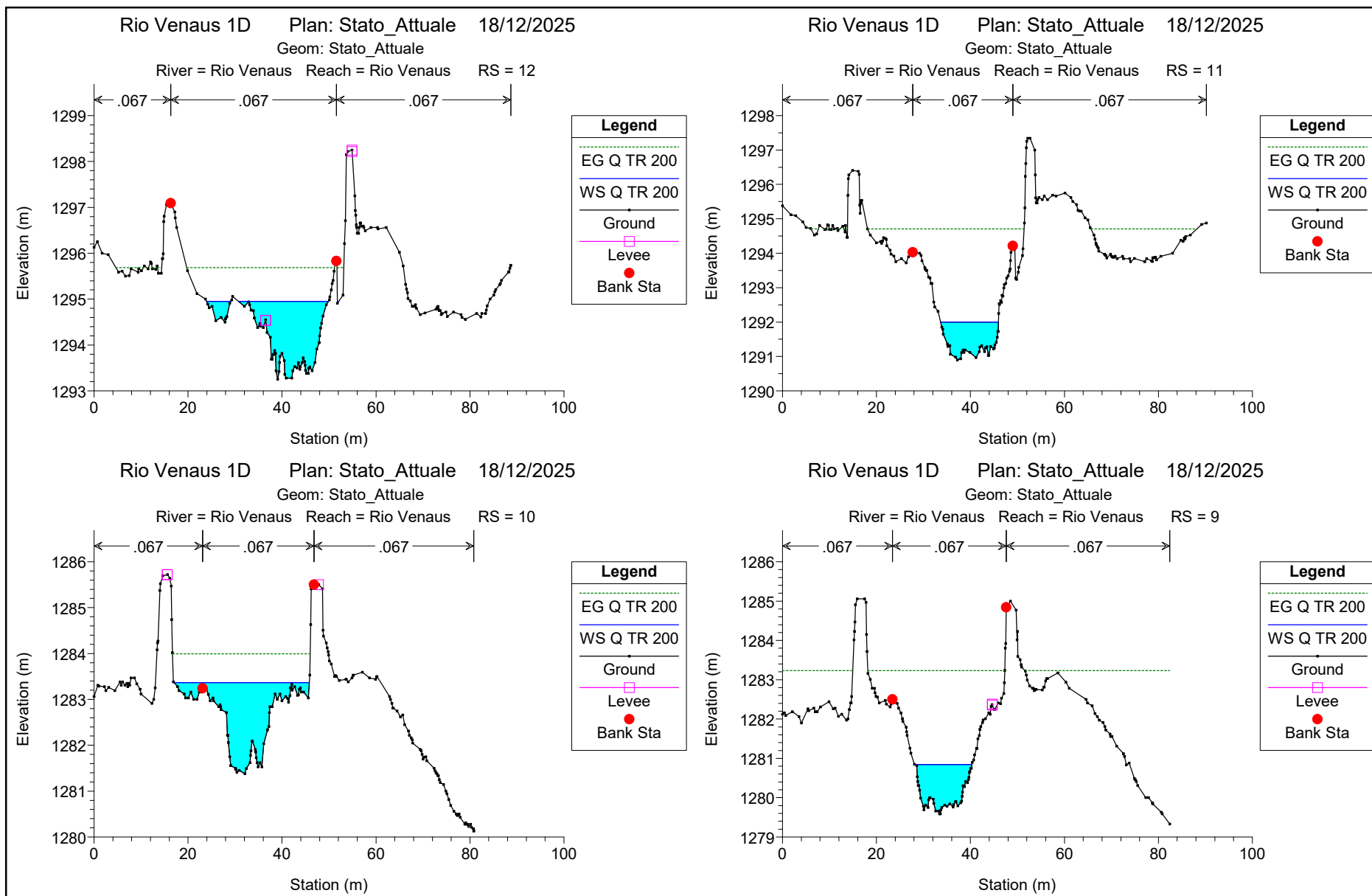
Rio Venaus Rio Venaus

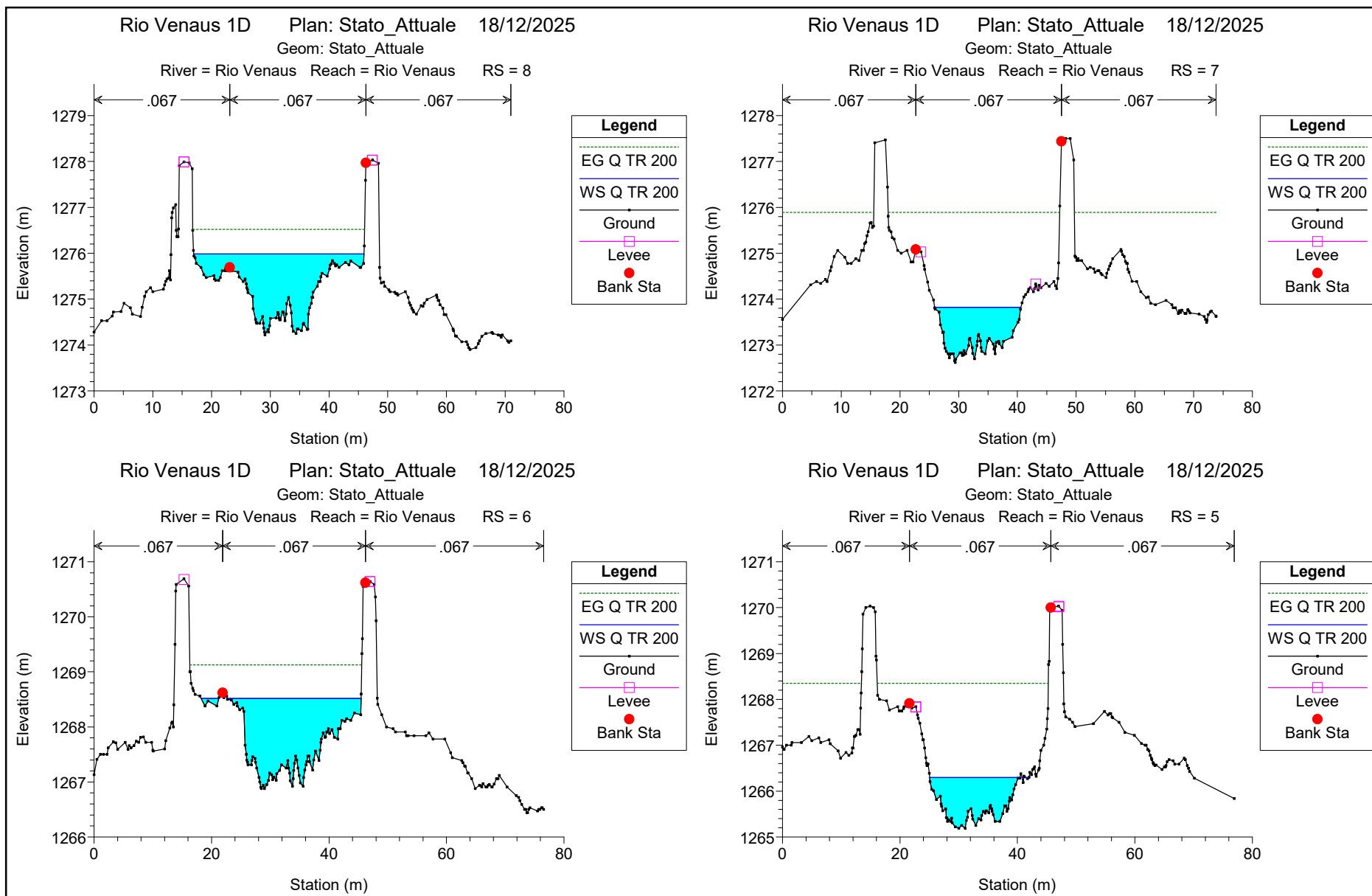


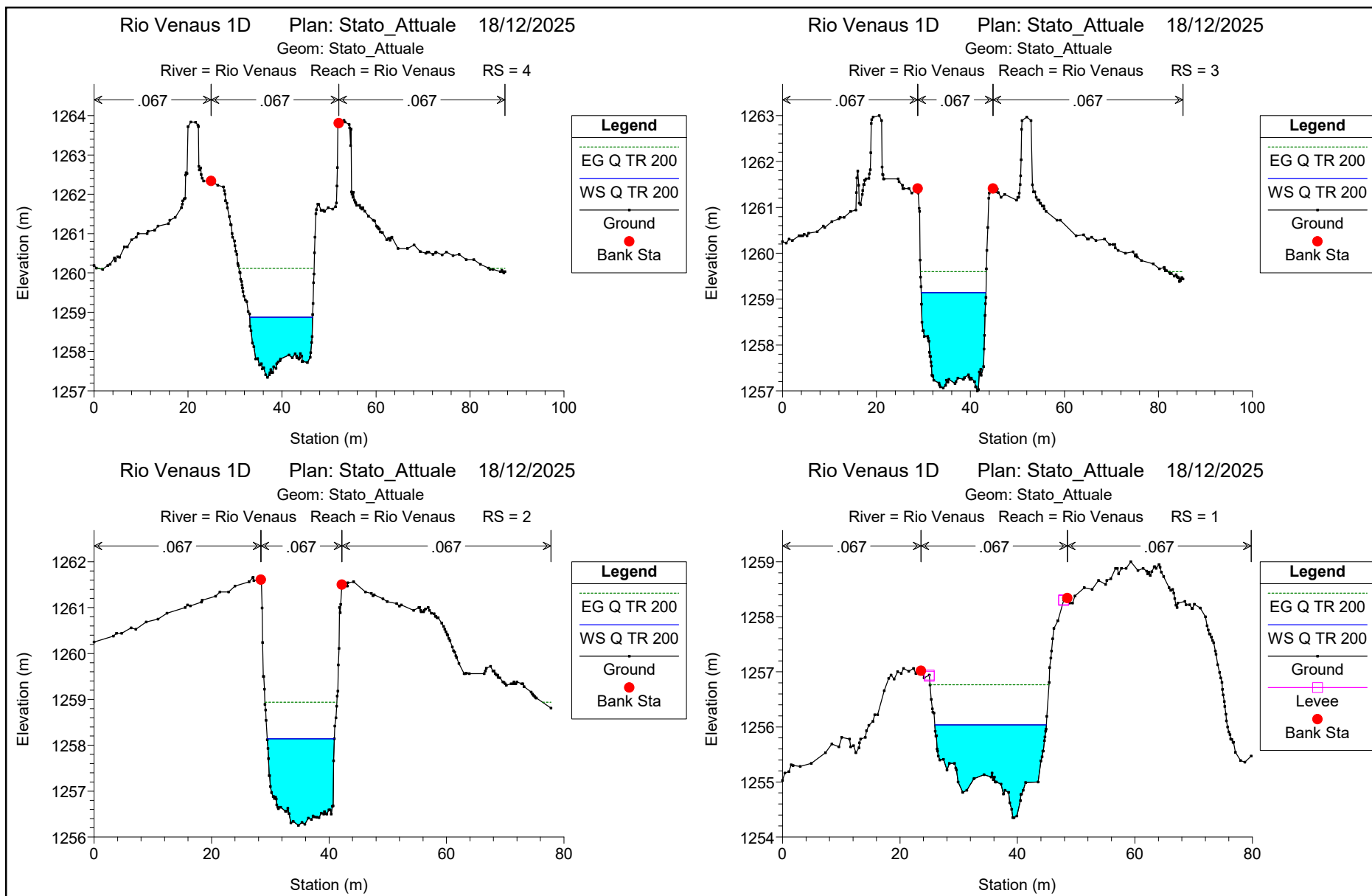
RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA RIO VENAUS – SEZIONI TRASVERSALI













RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA RIO VENAUS – TABELLA DI CALCOLO

HEC-RAS Plan: Stato Attuale River: Rio Venaus Reach: Rio Venaus Profile: Q TR 200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Hydr Radius (m)
Rio Venaus	28	Q TR 200	71.00	1352.69	1354.67	1354.91	1355.78	0.100158	4.66	15.23	11.25	1.28	0.98
Rio Venaus	27	Q TR 200	71.00	1350.78	1352.20	1353.01	1355.00	0.278981	7.41	9.58	8.42	2.22	0.91
Rio Venaus	26	Q TR 200	71.00	1346.29	1348.30	1348.79	1349.95	0.159756	5.69	12.49	9.94	1.62	0.93
Rio Venaus	25	Q TR 200	71.00	1344.91	1346.35	1347.13	1348.95	0.250730	7.14	9.95	8.07	2.05	0.93
Rio Venaus	24	Q TR 200	71.00	1338.09	1339.82	1340.60	1342.39	0.203186	7.09	10.01	7.86	2.01	1.08
Rio Venaus	23	Q TR 200	71.00	1335.62	1337.05	1338.05	1341.19	0.509385	9.01	7.88	8.46	2.98	0.78
Rio Venaus	22	Q TR 200	71.00	1331.70	1333.51	1333.74	1334.46	0.088969	4.33	16.39	14.58	1.30	0.96
Rio Venaus	21	Q TR 200	71.00	1329.78	1331.23	1331.96	1333.73	0.343522	7.01	10.12	10.42	2.27	0.72
Rio Venaus	20	Q TR 200	71.00	1322.72	1324.40	1324.72	1325.58	0.110491	4.79	14.82	12.93	1.43	0.95
Rio Venaus	19	Q TR 200	71.00	1320.37	1321.71	1322.53	1324.65	0.332194	7.59	9.35	9.82	2.48	0.83
Rio Venaus	18	Q TR 200	71.00	1314.72	1316.59	1316.82	1317.44	0.092830	4.09	17.34	18.78	1.36	0.85
Rio Venaus	17	Q TR 200	71.00	1312.44	1314.33	1315.11	1316.54	0.224568	6.57	10.80	8.36	1.85	0.90
Rio Venaus	16	Q TR 200	71.00	1308.25	1310.13	1310.42	1311.29	0.188941	4.78	14.87	21.06	1.81	0.63
Rio Venaus	15	Q TR 200	71.00	1306.28	1307.69	1308.38	1309.96	0.287499	6.67	10.65	12.44	2.30	0.76
Rio Venaus	14	Q TR 200	71.00	1302.02	1303.63	1303.94	1304.61	0.130738	4.38	16.22	20.51	1.57	0.73
Rio Venaus	13	Q TR 200	71.00	1299.31	1300.81	1301.53	1303.34	0.282498	7.05	10.07	10.73	2.32	0.84
Rio Venaus	12	Q TR 200	71.00	1293.25	1294.95	1295.18	1295.69	0.105285	3.81	18.65	24.57	1.39	0.69
Rio Venaus	11	Q TR 200	71.00	1290.90	1292.00	1292.73	1294.71	0.368527	7.29	9.74	12.31	2.62	0.72
Rio Venaus	10	Q TR 200	71.00	1281.38	1283.36	1283.52	1283.99	0.080766	3.56	20.71	28.75	1.23	0.66
Rio Venaus	9	Q TR 200	71.00	1279.59	1280.85	1281.53	1283.23	0.294169	6.84	10.38	12.16	2.36	0.78
Rio Venaus	8	Q TR 200	71.00	1274.22	1275.98	1276.08	1276.52	0.067642	3.31	22.35	28.99	1.13	0.71
Rio Venaus	7	Q TR 200	71.00	1272.62	1273.82	1274.37	1275.89	0.304855	6.37	11.14	14.70	2.34	0.68
Rio Venaus	6	Q TR 200	71.00	1266.88	1268.52	1268.66	1269.12	0.071831	3.46	20.72	25.82	1.17	0.73
Rio Venaus	5	Q TR 200	71.00	1265.19	1266.30	1266.86	1268.35	0.330517	6.35	11.18	16.25	2.44	0.64
Rio Venaus	4	Q TR 200	71.00	1257.34	1258.87	1259.22	1260.11	0.114686	4.94	14.38	13.36	1.52	0.97
Rio Venaus	3	Q TR 200	71.00	1257.00	1259.14	1258.80	1259.60	0.024746	2.99	23.75	13.78	0.73	1.44
Rio Venaus	2	Q TR 200	71.00	1256.25	1258.14	1258.14	1258.94	0.049432	3.95	17.96	11.41	1.01	1.30
Rio Venaus	1	Q TR 200	71.00	1254.35	1256.04	1256.18	1256.77	0.070998	3.78	18.80	19.00	1.21	0.93