

ALLEGATO 1

- a) Relazione idraulica datata 13/07/2020 (allegati esclusi) presentata dal Comune di Albisola Superiore, acquisita al protocollo della Regione Liguria n. PG/2020/0233404 del 23/07/2020.
- b) Relazione idraulica integrativa datata 13/07/2020 (allegati esclusi) presentata dal Comune di Albisola Superiore, acquisita al protocollo della Regione Liguria n. PG/2020/0233404 del 23/07/2020.
- c) Relazione idraulica integrativa datata 20/04/2021 (allegati 1 – 24 esclusi) presentata dal Comune di Albisola Superiore, acquisita al protocollo della Regione Liguria n. PG/2021/0158288 del 29/04/2021.

Committente:
Comune di Albisola
Superiore

Livello di Progetto:
Studio

Titolo:

STUDIO IDRAULICO FINALIZZATO ALLA
RIPERIMETRAZIONE DELLE FASCE DI INONDABILITÀ
DEL TRATTO TERMINALE DEL RIO BASCO E DEL
TORRENTE SANSOBBIA IN COMUNE DI ALBISOLA
SUPERIORE.

Oggetto:

Relazione idraulica

Codice Progetto:
P055-19

Nome File:
P055-19-I-REL-IDR-001-
B.DOCX

Firme:



Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Appr.	Data
A	Prima emissione	MI	30/07/2019	PM	30/07/2019
		DR			
B	Revisione generale refusi	MI	13/07/2020	DR	13/07/2020

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DEI CORSI D’ACQUA OGGETTO DI ANALISI E DELLE AREE ADIACENTI.....	5
3	IL PIANO DI BACINO DEL TORRENTE SANSOBBIA.....	18
3.1	LE PORTATE DI PIENA	18
3.2	MAPPATURA DELLE AREE INONDABILI	18
4	DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE.....	21
4.1	STUDI E PROGETTI	21
4.2	INDAGINI E RILIEVI	22
4.3	VERIFICHE IDRAULICHE.....	23
5	ANALISI DELLA DINAMICA DI ESONDAZIONE.....	24
6	IDROGRAMMI DI PIENA.....	26
7	MODELLO BIDIMENSIONALE DI ALLAGAMENTO.....	32
7.1	BASE TOPOGRAFICA	32
7.2	METODOLOGIA DI CALCOLO.....	32
7.3	SCHEMATIZZAZIONE DEL DOMINIO DI STUDIO	32
7.4	PARAMETRI DI CALCOLO E CONDIZIONI AL CONTORNO.....	34
7.5	RISULTATI.....	35
8	ANALISI DI SENSITIVITA’ DEL MODELLO.....	37
9	MAPPATURA DELLE AREE INONDABILI PROPOSTA.....	41

ALLEGATO A: MAPPATURA TIRANTI E VELOCITÀ MASSIME PER VARI SCENARI DI EVENTO

- A1:** Mappatura tiranti massimi evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.025
- A2:** Mappatura velocità massime evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.025
- A3:** Mappatura tiranti massimi evento 200-ennale Q_{max} – piena Sansobbia – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.025
- A4:** Mappatura velocità massime evento 200-ennale Q_{max} – piena Sansobbia – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.025
- A5:** Mappatura tiranti massimi evento 200-ennale V_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.025
- A6:** Mappatura velocità massime evento 200-ennale V_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.025
- A7:** Mappatura tiranti massimi evento 200-ennale V_{max} – piena Sansobbia – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.025
- A8:** Mappatura velocità massime evento 200-ennale V_{max} – piena Sansobbia – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.025
- A9:** Mappatura tiranti massimi evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.030

- A10:** Mappatura velocità massime evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.030
- A11:** Mappatura tiranti massimi evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.020
- A12:** Mappatura velocità massime evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.03 e aree esterne 0.020
- A13:** Mappatura tiranti massimi evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.025 e aree esterne 0.025
- A14:** Mappatura velocità massime evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.025 e aree esterne 0.025
- A15:** Mappatura tiranti massimi evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A16:** Mappatura velocità massime evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A17:** Mappatura tiranti massimi evento 200-ennale Q_{max} – piena Sansobbia – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A18:** Mappatura velocità massime evento 200-ennale Q_{max} – piena Sansobbia – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A19:** Mappatura tiranti massimi evento 50-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A20:** Mappatura velocità massime evento 50-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A21:** Mappatura tiranti massimi evento 50-ennale Q_{max} – piena Sansobbia – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A22:** Mappatura velocità massime evento 50-ennale Q_{max} – piena Sansobbia – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A23:** Mappatura tiranti massimi evento 500-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A24:** Mappatura velocità massime evento 500-ennale Q_{max} – piena Basco – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A25:** Mappatura tiranti massimi evento 500-ennale Q_{max} – piena Sansobbia – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A26:** Mappatura velocità massime evento 500-ennale Q_{max} – piena Sansobbia – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A27:** Mappatura tiranti massimi evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – esondazione a valle copertura comunale – scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025
- A28:** Mappatura velocità massime evento 200-ennale Q_{max} – piena Basco – esondazione a valle copertura comunale - scabrezza alveo 0.035 e aree esterne 0.025

Appendici:

APPENDICE 1: Software di calcolo InfoWorks ICM

APPENDICE 2: Calcolo dell'idrogramma di piena secondo i criteri della DGR 357/2008

Elaborati grafici

P055-19-I-DI-IDR-001: Mappatura aree inondabili

1 PREMESSA

La presente relazione contiene lo studio idraulico finalizzato alla ripermimetrazione delle fasce di inondabilità dei tratti terminali del rio Basco e del torrente Sansobbia in comune di Albisola Superiore (SV).



Figura 1.1: Foto aerea area di interesse

La relazione è stata aggiornata correggendo alcuni refusi segnalati dalla Regione Liguria con Prot. N. PG/2020/149891.

Lo studio nasce dall'esigenza di aggiornare e approfondire la definizione delle fasce fluviali nell'area urbana a cavallo dell'autostrada A10 Genova Ventimiglia riportata nel Piano di Bacino del torrente Sansobbia (vedi figura 3.1).

Esso costituisce un approfondimento ed un completamento di quello effettuato dall'Ing. Bonora nel 2016 per il Comune di Albisola Superiore.

Oltre alla semplice mappatura, lo studio ha riguardato inoltre l'individuazione dei tiranti idraulici e delle velocità di scorrimento, in accordo con i criteri indicati dalla DGR

91/2013¹, effettuata mediante un modello bidimensionale di simulazione dei fenomeni di allagamento per gli eventi di piena 50-ennale e 200-ennale.

Lo studio è stato articolato nelle seguenti fasi:

- raccolta e analisi di tutta la documentazione disponibile relativa a rilievi, studi e/o progetti di interventi realizzati o in corso di realizzazione lungo le aste terminali del rio Basco e del torrente Sansobbia;
- sistematizzazione e omogeneizzazione di tutti i rilievi disponibili per tutta l'area del comune di Albisola Superiore interessata dallo studio;
- revisione e integrazione, sulla base dei rilievi topografici disponibili, delle verifiche idrauliche dei tratti terminali del rio Basco e del torrente Sansobbia nella configurazione attuale;
- individuazione degli idrogrammi di piena dei due corsi d'acqua per diversi tempi di ritorno con riferimento ai contenuti della DGR 357/08;
- acquisizione, e implementazione nel modello idraulico, di base topografica costituita dal modello LIDAR a maglie quadrate 1x1 m (DTM) messo a disposizione dal Ministero dell'Ambiente.
- integrazione e controllo dei punti della maglia del DTM in base alla cartografia e ai rilievi topografici di dettaglio disponibili;
- ricostruzione dei fenomeni di allagamento in caso di portata di piena 50, 200 e 500-ennale con l'utilizzo di un modello bi-dimensionale (*Infoworks ICM2.*) per la determinazione dei tiranti idraulici e delle velocità di scorrimento;
- analisi di sensitività del modello a seguito della variazione dei parametri geometrici e idraulici di riferimento;
- proposta di mappatura delle fasce di inondabilità (con individuazione dei tiranti idraulici e delle velocità di scorrimento) in caso di portata di piena 50, 200 e 500-ennale e individuazione degli ambiti normativi.

¹ DGR 91 del 1/02/2013 - *Criteri ed indirizzi per l'individuazione di aree a minor pericolosità relativa nella fascia B dei piani di bacino regionali.*

² *Infoworks ICM 7.0 HR Wallingford Innovyze.*

2 DESCRIZIONE DEI CORSI D'ACQUA OGGETTO DI ANALISI E DELLE AREE ADIACENTI

Il bacino idrografico del T. Sansobbia sottende una superficie di 72.3 km² e ricade, dal punto di vista amministrativo, principalmente nei territori comunali dei Comuni di Albissola Marina, Albisola Superiore, Pontinvrea (0,31 km²), Stella, ed è totalmente compreso nella Provincia di Savona.

Il suo asse principale è orientato in direzione NE-SW ed il bacino presenta una conformazione a “ventaglio”, stretto nella sua parte terminale e più ampio nei settori mediano e montano, dove termina a “cuspidè” orientata E-W alle pendici del Monte Beigua dal quale trae origine.

Il Torrente Sansobbia lungo il suo corso intercetta numerosi tributari sia sottendenti bacini idrografici di primo o secondo ordine di Horton, sia veri e propri torrenti con aste sviluppate e mature. Tra gli affluenti principali sono presenti lungo la destra orografica: Torrente Montegrosso - Piantavigna, Rio Rossella, Rio Crivezzo, Rio Panaro, mentre in sinistra orografica il Rio Magrania Rio Carpineto, Rio Boraxe e, più importante tra tutti, il Torrente Riobasco che a sua volta presenta affluenti, sia a destra sia in sinistra orografica, di un certo rilievo quali ad esempio: Rio Remenone, Rio Val Martini, Rio delle Lunghe.

I corsi d'acqua tributari del Torrente Sansobbia si presentano sviluppati in modo non omogeneo lungo le due sponde, infatti in destra orografica le aste presenti risultano tutte molto più sviluppate di quelle in sponda sinistra e, viceversa, quelle afferenti al Torrente Riobasco; essendo quest'ultimo caratterizzato da una direzione di deflusso principalmente orientata N-S, da un punto di vista geometrico l'intero bacino presenta una simmetria lontana dalla realtà del singolo percorso fluviale. Considerando individualmente il corso del Torrente Sansobbia e del Riobasco, si osserva infatti che entrambi presentano un bacino asimmetrico ed un pattern di tipo subdendritico al limite del parallelo, tipico di terreni impermeabili, con acclività variabile, omogenei e caratterizzati da un forte controllo tettonico delle linee di deflusso.

Il corso d'acqua confluisce sbocca a mare all'estremità orientale dell'abitato di Albissola Marina dove, nello stretto spazio racchiuso tra il viadotto Autostradale ed il viadotto Ferroviario, si raccorda con il Torrente Riobasco.

Il tratto del torrente Sansobbia oggetto di analisi è compreso tra la confluenza con il rio Boraxe e lo sbocco a mare, per una lunghezza di circa 1.7 km.

Esso è suddivisibile in tre tratti distinti da monte verso valle: tratto a monte del ponte Pertini, tratto compreso tra il ponte Pertini e la confluenza con il rio Basco, tratto tra la confluenza e lo sbocco a mare.

Il tratto a monte del ponte Pertini presenta sezioni di forma trapezia con larghezza al fondo variabile tra 70 m e 90 m, delimitato da sponde naturali di altezza 4.5 m circa, la pendenza del fondo è pari a 0.006

Il ponte Pertini è una struttura in c.a. di larghezza pari a 115 m, con 5 campate di larghezza 23 m circa, larghezza delle pile 1.3 m; l'altezza libera di deflusso è di circa 5 m.

Il tratto a valle del ponte ha sezioni di forma trapezia con larghezza al fondo tra 30 m e 50 m circa ed 60 m circa in sommità, delimitato da sponde naturali con un'ampia area golenale in sponda sinistra della larghezza di 50-60 m circa a quota superiore di 3 m circa rispetto al fondo alveo; la pendenza del tratto è pari allo 0.006.

Il ponte dell'Autostrada Genova-Ventimiglia, subito a monte della confluenza con il rio Basco, è una struttura in c.a. di larghezza pari a 70 m circa, con 3 campate di larghezza 33 m circa, larghezza delle pile 2.0 m; l'altezza libera di deflusso è di circa 7 m.

Il ponte della ferrovia subito a valle della confluenza, è una struttura in c.a. di larghezza pari a 70 m circa, con 3 campate di larghezza 33 m circa, larghezza delle pile 3.0 m; l'altezza libera di deflusso variabile tra 4.5 m e 6.0 m circa.

Il tratto a valle del ponte ha sezioni di forma rettangolare con larghezza 80 m circa, delimitato da due muri d'argine in c.a. su entrambe le sponde, di altezza 4 m circa; la pendenza del tratto è pari allo 0.002.



Foto 2.1: Torrente Sansobbia a monte ponte Pertini



Foto 2.2: Torrente Sansobbia a valle ponte Pertini



Foto 2.3: Torrente Sansobbia a monte dell'attraversamento ferroviario (via Faraggiana)



Foto 2.4: Torrente Sansobbia a valle dell'attraversamento autostradale (via Faraggiana)



Foto 2.5: Torrente Sansobbia a monte dell'attraversamento SS1 via Aurelia

Il tratto del rio Basco oggetto dello studio copre un dislivello di circa 11 m con una lunghezza di 1.6 km. Le sezioni sono di forma rettangolare con larghezza variabile tra 11 m e 15 m circa per quasi tutto il tratto, allargandosi sino a 25 m circa negli ultimi 200 m, e sono delimitate da due muri d'argine in calcestruzzo su entrambe le sponde, di altezza variabile tra 2 e 4 m circa; la pendenza del tratto è pari allo 0.008.



Foto 2.6: Rio Basco via della Rovere verso valle



Foto 2.7: Rio Basco via della Rovere verso monte



Foto 2.8: Rio Basco ponte medioevale



Foto 2.9: Rio Basco a monte dell'attraversamento del ponte medioevale



Foto 2.10: Rio Basco a valle dell'attraversamento del ponte medioevale



Foto 2.11: Rio Basco sbocco tombinatura del Comune



Foto 2.12: Rio Basco imbocco tombinatura del Comune



Foto 2.13: Rio Basco ponte di via Alessandria lato valle



Foto 2.14: Rio Basco ponte di via Alessandria lato monte



Foto 2.15: Rio Basco a monte del ponte di via Alessandria



Foto 2.16: Rio Basco via Alessandria verso valle



Foto 2.17: Rio Basco via Alessandria verso monte

Le aree adiacenti ai due corsi d'acqua sono caratterizzate da un intenso grado di urbanizzazione con presenza di viabilità principali e secondarie e di numerosi edifici prevalentemente appartenenti al centro storico di Albisola Superiore.

L'area urbana è tagliata in due dal rilevato ferroviario e autostradale, attraversato da alcuni sottopassi carrabili (Via Faraggiana in sponda destra Sansobbia, Via Piero Casarino/via della Rovere e Via Giuseppe Mazzini in sponda sinistra) e pedonali (Via San Pietro).

Le aree a valle del rilevato sono delimitate verso valle dal rilevato della ex linea ferroviaria, oggi passeggiata Eugenio Montale, sopraelevata di oltre 2 m rispetto alla viabilità urbana, che impedisce il naturale deflusso delle eventuali portate esondate verso mare.

Da un punto di vista delle criticità idrauliche risulta evidente l'insufficienza del rio Basco al deflusso di porte anche sensibilmente inferiori a quella 50-ennale, con il conseguente allagamento del centro cittadino in particolare a monte del tracciato autostradale, come già accaduto in passato.

Per quanto riguarda il torrente Sansobbia, l'insufficienza idraulica riguarda solo un breve tratto in sponda sinistra a monte della confluenza con il rio Basco.



Foto 2.18: Sottopasso di via Faraggiana



Foto 2.19: Sottopasso di via della Rovere



Foto 2.20: Sottopasso di corso Mazzini verso valle



Foto 2.21: Sottopasso di corso Mazzini verso monte



Foto 2.22: Sottopasso pedonale via San Pietro

3 IL PIANO DI BACINO DEL TORRENTE SANSOBBIA

La normativa di riferimento da un punto di vista idraulico è costituita dal Piano di Bacino Stralcio sul Rischio Idrogeologico del torrente Sansobbia, Ambito Letimbro (ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998), approvato con DCP n. 47 del 25/11/2003, ultima variante approvata D.D.G. n. 176 del 25/06/2018.

Di seguito si riporta una sintesi dei contenuti del Piano con particolare riferimento ai valori delle portate di piena per assegnati tempi di ritorno, alla mappatura delle aree inondabili ed al piano degli interventi per la mitigazione del rischio idraulico.

3.1 LE PORTATE DI PIENA

Nel Piano di Bacino sono riportati i valori delle portate di piena per assegnato periodo di ritorno in una serie di sezioni dell'asta principale del torrente Sansobbia e dei suoi affluenti principali, tra cui il Rio Basco.

Le portate sono state valutate mediante il modello chiamato DRiFt (Discharge River Forecast), utilizzato nello studio "C.I.M.A.", sviluppato nell'ambito dell'analisi della risposta idrologica a scala di bacino, incentrata principalmente sulla simulazione e previsione di idrogrammi di piena.

Nella tabella seguente per ciascuna sezione del reticolo idrografico sono riportati i valori delle portate di piena per diversi periodi di ritorno.

Sezione	Area [km ²]	Portata [m ³ /s]		
		T50	T200	T500
Sansobbia monte confluenza Rio Basco	58	539	848	1127
Sansobbia sbocco a mare	72	685	1077	1431
Rio Basco	14	207	325	432

Non sono disponibili i corrispondenti idrogrammi di piena.

3.2 MAPPATURA DELLE AREE INONDABILI

Le verifiche idrauliche e la corrispondente mappatura delle aree inondabili del Piano di Bacino sono state effettuate con riferimento ad una configurazione antecedente la realizzazione delle opere di sistemazione che nel frattempo sono state già realizzate.

Il Piano indica come inondabili con tempo di ritorno 50-ennale (fascia A) gran parte delle aree urbane in sponda destra e sinistra del Riobasco e aree limitate limitrofe al torrente Sansobbia in sponda destra a valle dell'attraversamento ferroviario e in sinistra a monte di quello autostradale.

La Fascia B (200-ennale) comprende la sponda destra del Riobasco a monte della confluenza e buona parte del centro abitato a valle della linea ferroviaria.

Le rimanenti parti delle aree urbane più esterne vengono inserite come inondabili con tempo di ritorno 500-ennale (fascia C).

Nella figura 3.1 è riportata la mappatura delle aree inondabili come risulta dal Piano di Bacino.

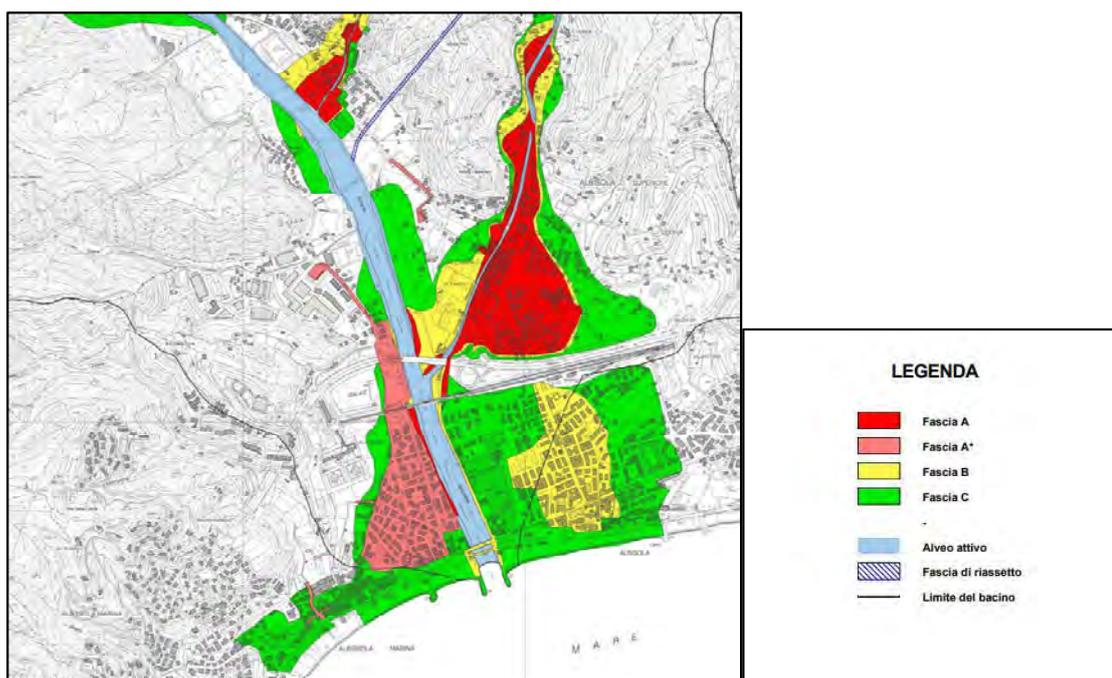


Figura 3.1: Estratto Carta delle fasce di inondabilità allegata al PdB

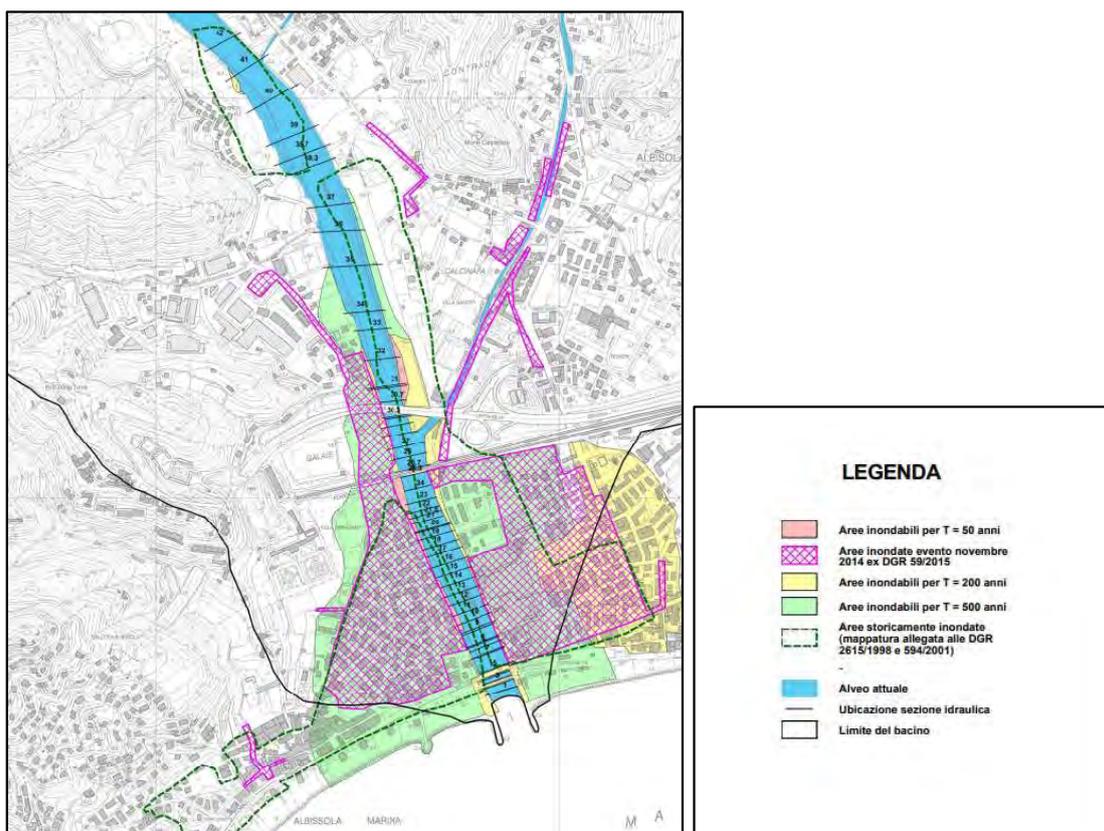


Figura 3.2: Estratto Carta delle aree inondabili allegata al PdB

4 DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE

4.1 STUDI E PROGETTI

Ai fini della presente relazione è stata raccolta e analizzata la seguente documentazione:

- Autorità di Bacino Regionale
Piano di Bacino Stralcio sul Rischio Idrogeologico del torrente Sansobbia, approvato con DCP n. 47 del 25/11/2003, ultima modifica approvata con DGR 1324 del 30/12/2016
- Comune di Albisola Superiore
Analisi di fattibilità del Canale scolmatore del torrente Riobasco
14/07/2003– Prof. Marco Mancini-Prof. Renzo Rosso
- Regione Liguria
Progetto preliminare della soluzione alternativa del terminale di levante del primo lotto di Aurelia Bis e studio di fattibilità della sistemazione idraulica della piana dei torrenti Sansobbia e Riobasco connessa allo sviluppo del sistema infrastrutturale nel comune di Albisola Superiore – Previsione di sistemazione del Riobasco e del Sansobbia
11/02/2014- Infrastrutture Liguria
- Comune di Albisola Superiore
Stima delle caratteristiche idrologiche degli eventi di piena con tempo di ritorno 200-ennale per il bacino del torrente Sansobbia
25/07/2016 - Università degli studi di Genova – DICCA
- Comune di Albisola Superiore
Realizzazione di studio idraulico di maggior dettaglio per la determinazione degli ambiti normativi di fascia B e B0 del bacino del torrente Sansobbia e ripermimetrazione delle fasce di inondabilità con variante al Piano di Bacino
20/07/2016 – Ing. Tiziano Bonora
- Comune di Albisola Superiore
Studio di fattibilità variante scolmatore rio Basco in comune di Albisola Superiore
27/07/2018 - ITEC-engineering.

I primi due documenti riportano il tracciato e un minimo di descrizione della originaria soluzione prevista nel Piano di Bacino per lo scolmatore del Riobasco.

Il terzo contiene la descrizione di una proposta alternativa per lo scolmatore inserita nel contesto delle opere infrastrutturali previste nell'ambito dell'Aurelia Bis.

Il quarto riporta l'analisi idrologica con l'individuazione degli idrogrammi di piena del torrente Sansobbia e del Riobasco per il tempo di ritorno 200-ennale.

Il quinto contiene uno studio con modello bidimensionale delle aree inondabili per il solo evento 200-ennale.

Infine l'ultimo riporta uno studio di fattibilità di una variante del canale scolmatore previsto nel Piano, basato su un'analisi di maggior dettaglio, sia topografica che idraulica, dell'opera di imbocco e del tracciato sino alla confluenza nel torrente Sansobbia.

4.2 INDAGINI E RILIEVI

Nell'ambito della documentazione disponibile di cui al paragrafo precedente sono state svolte indagini e rilievi dell'alveo sia del torrente Sansobbia che del rio Basco e delle aree adiacenti.

In particolare lo studio del 2016 dell'Ing. Bonora contiene il rilievo topografico di dettaglio dell'alveo del rio Basco e del torrente Sansobbia in formato 3D, opportunamente elaborato a formare un modello digitale in elevazione del terreno; tale modello è stato successivamente raffrontato con il modello LIDAR a maglie quadrate 1x1 m (DTM) messo a disposizione dal Ministero dell'Ambiente.

Ai fini del presente studio si è proceduto dapprima al confronto con le sezioni del torrente Sansobbia e del rio Basco rilevate nel 2018 nell'ambito dello studio di fattibilità del nuovo scolmatore del rio Basco; il confronto ha confermato le caratteristiche geometriche e altimetriche delle sezioni di rilievo, come evidenziato nella figura seguente.



Figura 4.1 confronto rilievi 2014 (Bonora) – 2018 (ITEC): sezione Sansobbia monte confluenza Basco

Tali sezioni risultano avere un fondo superiore di circa 0.7 m rispetto a quelle riportate nelle verifiche allegate al Piano di Bacino del torrente Sansobbia risalenti comunque a data antecedente il 2003.

Per le aree esterne si sono raccolti tutti i rilievi disponibili presso il Comune di Albisola Superiore, provvedendo alla loro omogeneizzazione e inserendoli puntualmente nel DTM disponibile per la successiva modellazione idraulica bidimensionale.

Rispetto al modello digitale del terreno utilizzato nello studio dell'Ing. Bonora del 2016, sono stati quindi rivisti e aggiornati alcuni allineamenti e la posizione di alcuni fabbricati.

4.3 VERIFICHE IDRAULICHE

Le verifiche idrauliche disponibili per il tratto terminale del torrente Sansobbia e del rio Basco sono quelle riportate nei seguenti documenti:

- Piano di bacino
- Studio IRE 2014
- Studio ITEC 2018

Le verifiche del Piano di Bacino evidenziano l'insufficienza del rio Basco al deflusso di portate anche inferiori alla 50-ennale lungo quasi tutto il tratto, mentre il torrente Sansobbia risulta insufficiente lungo la sola sponda sinistra per un breve tratto a monte del viadotto autostradale.

Nella loro relazione del 2003 i Proff. Mancini e Rosso indicano in 120 m³/s la portata smaltibile dal tratto terminale del rio Basco.

Nella relazione del 2014 IRE indica invece in 80 m³/s la portata smaltibile con franco nel tratto terminale del rio Basco e conferma il rischio idraulico in sponda sinistra del breve tratto del torrente Sansobbia a monte del viadotto autostradale.

Nello studio ITEC del 2018 non sono riportate le verifiche idrauliche del rio Basco, mentre le verifiche idrauliche del torrente Sansobbia, effettuate in base ad un rilievo aggiornato dell'alveo, confermano l'insufficienza in sponda sinistra dei un tratto della lunghezza di 200 m circa a monte del viadotto autostradale.

5 ANALISI DELLA DINAMICA DI ESONDAZIONE

L'analisi della dinamica di esondazione riguarda le aree interessate dal regime idraulico dei tratti terminali del rio Basco e del torrente Sansobbia, nell'ipotesi cautelativa che non avvengano esondazioni a monte, ma che tutta la portata di piena possa raggiungere, senza perdita di volume lungo il tragitto, i tratti terminali del Basco e del Sansobbia oggetto di analisi.

La dinamica di esondazione è stata ricostruita sulla base dei risultati delle verifiche idrauliche e sulla base di un'analisi della morfologia dei luoghi e delle informazioni raccolte presso gli abitanti della zona.

Le verifiche idrauliche mostrano che per i valori di portata 50-ennale e 200-ennale si verifica esondazione su entrambe le sponde lungo quasi tutto il tratto del rio Basco e lungo la sola sponda sinistra nel tratto del torrente Sansobbia a monte del viadotto autostradale.

I volumi esondati tendono ad occupare le aree urbane adiacenti a monte del rilevato autostradale scorrendo lungo le viabilità principali ed a riversarsi poi verso le aree a valle attraverso i tre sottopassi esistenti: quello carrabile di Via Piero Casarino a Ovest, della larghezza di 8 m circa, quello carrabile di Corso Giuseppe Mazzini al centro, della larghezza di 16 m circa e quello pedonale di Via S. Pietro a Est, della larghezza di 2.5 m circa.

Da queste vie di flusso i volumi esondati tendono ad occupare gli spazi delle aree a valle riempiendo lentamente le aree depresse, che non trovano sfogo verso il mare per la presenza del rilevato della ex sede ferroviaria, oggi occupata dalla passeggiata Eugenio Montale.

Nelle figura seguente sono indicati i punti di esondazione e le vie di deflusso principali delle portate esondate.



Figura 5.1: Planimetria con indicati i punti di esondazione e le via di deflusso principali

6 IDROGRAMMI DI PIENA

Nella relazione del DICCA del luglio 2016 sono riportati gli idrogrammi di piena 200-ennale del Sansobbia e del Riobasco calcolati con la metodologia dell'*evento idrometeorologico critico* esposta nella DGR 357/08.

Il metodo è finalizzato alla valutazione degli idrogrammi di riferimento condizionati dal valore della portata al colmo di progetto, assunta in questo caso pari a quella del Piano di Bacino.

In estrema sintesi il metodo consiste nel ricercare gli idrogrammi di piena equivalenti che forniscano per lo stesso periodo di ritorno da una parte la portata massima al colmo, dall'altra il volume massimo per portate superiori ad una soglia prefissata (con portata di picco inferiore).

Tale problema è risolvibile a partire dalle curve di probabilità pluviometrica dell'area in esame nella forma $h(T)=a(T)\cdot t^n$ nell'ipotesi di invarianza di scala, per cui si assume che l'esponente caratteristico n rappresenti l'impronta climatica degli eventi pluviali estremi dell'area in esame.

L'ipotesi implica che la portata T-ennale di progetto $Q(T)$ sia prodotta da una precipitazione $h=a(*)\cdot t^n$ dove n è l'esponente caratteristico del bacino in esame, $a(*)$ rappresenta il valore di a che con il metodo dell'evento critico produce una portata pari a $Q(T)$, e che in genere è differente dal valore di $a(T)$ proprio della linea segnalatrice T-ennale, come dimostrato sia sotto l'aspetto teorico, sia, nella maggioranza dei casi, sotto l'aspetto pratico.

Assunto pertanto un modello afflussi-deflussi di riferimento, il problema si riduce alla ricerca di tutte le possibili coppie di valori a e t che producono una portata al colmo $Q(T)$ e, tra queste, la coppia $\{a(*), t_{CR}\}$ che ha il minimo valore di a .

Nella relazione del DICCA sono riportati i valori dei parametri a , n e tempo di pioggia t che consentono la generazione dell'idrogramma di piena 200-ennale per le tre sezioni di riferimento: Sansobbia-monte, Sansobbia-valle e Riobasco.

Nella tabella seguente sono riportati tali valori per l'evento 200-ennale:

T=200 anni	t_{CR} [ore]	$a(*)$	n
Sansobbia monte	2.33	157.7	0.375
Sansobbia valle	2.56	155.7	0.375
Riobasco	1.17	161.0	0.375

Tabella 5.I - Parametri di calcolo (DICCA, 2016)

Con la stessa metodologia sono stati ricavati i valori di $a(*)$ e n per l'evento 50-ennale e 500-ennale:

T=50 anni	t _{CR} [ore]	a(*)	n
Sansobbia monte	2.50	114.2	0.375
Sansobbia valle	2.33	113.0	0.375
Riobasco	1.25	116.0	0.375

T=500 anni	t _{CR} [ore]	a(*)	n
Sansobbia monte	2.75	197.1	0.375
Sansobbia valle	2.83	197.2	0.375
Riobasco	1.50	200.6	0.375

A partire da tali valori sono allora stati ricostruiti i relativi idrogrammi di piena attraverso l'uso di un modello seriale di trasformazione afflussi-deflussi già descritto ai paragrafi precedenti, con le stesse caratteristiche dei bacini stessi.

La ricostruzione degli idrogrammi di piena è stata effettuata mediante l'uso di un modello seriale di trasformazione afflussi-deflussi.

Il modello è costituito da una prima parte di trasformazione della pioggia di progetto in volume specifico di ruscellamento, basato sull'interpretazione Hortoniana (non lineare) del processo di assorbimento e da una seconda parte caratterizzata da un modello lineare di formazione della piena attraverso la rete idrografica basato sul modello di Nash.

Trasformazione pioggia lorda pioggia netta

Il calcolo della precipitazione efficace al fine dello scorrimento superficiale è stato effettuato depurando gli idrogrammi precedentemente individuati dalle perdite per infiltrazione e per immagazzinamento nelle depressioni superficiali.

Si è adottato il metodo di depurazione della pioggia noto come *Curve Number* proposto dal Soil Conservation Service basato sul modello Hortoniano di descrizione del fenomeno dell'assorbimento.

Come noto tale procedura consente di calcolare il volume di pioggia defluito nella sezione di chiusura sulla base dell'espressione:

$$h_n = \frac{(h_r - I_a)^2}{h_r - I_a + S}$$

dove h_n [mm] è il volume specifico complessivamente defluito durante l'evento, h_r [mm] è il volume specifico affluito, S [mm] è il potenziale specifico massimo di assorbimento del terreno, cioè il volume immagazzinabile a saturazione nello stesso, mentre I_a [mm]

rappresenta la quota parte del volume affluito che si infiltra prima che il deflusso abbia inizio.

La determinazione di S viene effettuata sulla base della relazione:

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

Dove CN è un parametro adimensionale variabile da 1 a 100 che esprime la capacità di ritenzione del bacino in funzione del tipo di terreno e dell'uso del suolo.

Il Curve Number è un parametro adimensionale decrescente in funzione della permeabilità intesa come caratteristica globale del tipo e dell'uso del suolo.

La sua determinazione è ottenuta in base al grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato, alla tipologia pedologica e all'uso del suolo. Il suo valore è compreso tra 0 e 100 ed è diffusamente tabulato specialmente nella letteratura scientifica americana come frutto dell'analisi di molti esempi applicativi.

Nell'applicazione del metodo sono previste tre classi del grado di umidità del terreno in funzione dell'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento esaminato: molto asciutto (I), standard (II) e molto umido (III).

La classificazione dei tipi di suolo è funzione delle caratteristiche di permeabilità secondo la suddivisione proposta dal Soil Conservation Service.

La suddivisione in base al tipo di copertura o uso del suolo comprende invece terreni coltivati con e senza trattamento di conservazione, terreni da pascolo in buone o cattive condizioni, praterie, terreni boscosi o forestati con diverse tipologie di sottobosco, spazi aperti con prati rasati o parchi con diverse percentuali di copertura erbosa, aree commerciali, distretti industriali, aree residenziali, strade, parcheggi ecc.

Quale valore di I_a , si è adottata la relazione suggerita dal SCS, $I_a = 0.2 \cdot S$.

I valori del parametro CN utilizzati per il calcolo sono pari a 80 per Sansobbia-monte, 83 per Riobasco e 85 per Sansobbia Valle.

Idrogramma di Nash

L'idrogramma unitario è stato calcolato con il modello di Nash che simula il comportamento del bacino con una cascata di n serbatoi posti in serie; l'IUH del modello assume la forma:

$$I(t) = \frac{1}{K \cdot (n-1)!} \cdot \left(\frac{t}{K} \right)^{n-1} \cdot e^{-\frac{t}{K}}$$

dove k è la costante caratteristica dei serbatoi e n il numero degli stessi. Nel caso in esame si è assunto: $n = 3$ e $K=0.5 \cdot t_c/(n-1)$, con t_c tempo di corrivazione del bacino.

Una volta disponibile lo ietogramma di progetto e l'idrogramma unitario, è stato calcolato l'idrogrammi di piena attraverso l'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = S \cdot \int_0^t I(t-u) \cdot p(u) \cdot du$$

il quale, noti lo ietogramma di riferimento e l'idrogramma unitario istantaneo del bacino in esame, permette di legare la portata uscente $Q(t)$ all'intensità della pioggia netta $p(t)$.

La determinazione dei parametri caratteristici del bacino quali superficie, tempo di corrivazione e valore di CN è stata effettuata sulla base dei contenuti del Piano di Bacino e della relazione del DICCA.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti per le tre sezioni di chiusura considerate separatamente, per i tre eventi 50-ennale, 200-ennale e 500-ennale

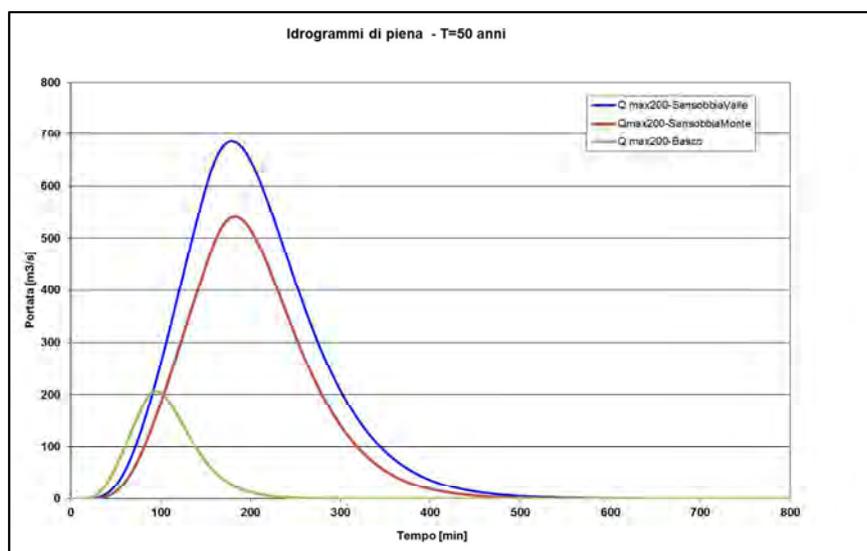


Figura 6.1- Idrogrammi di piena 50-ennale considerati indipendenti

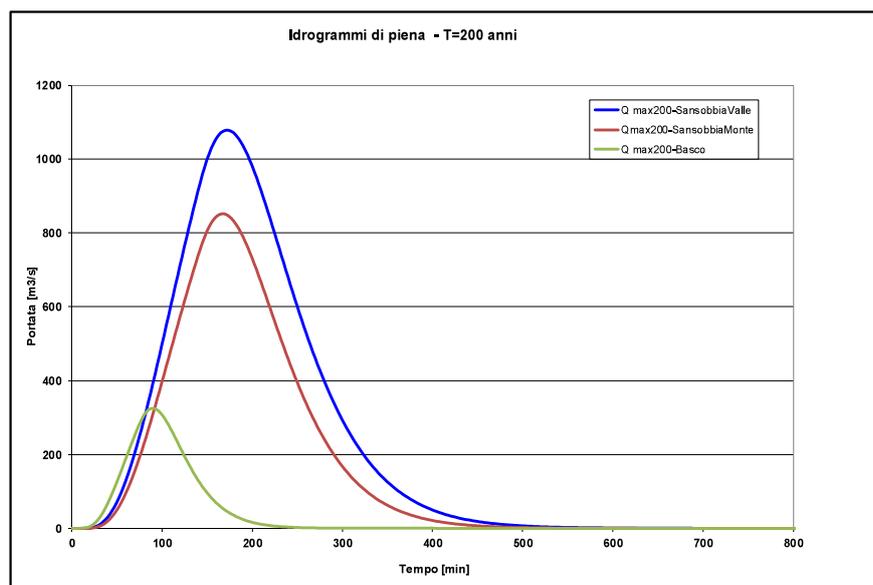


Figura 6.2- Idrogrammi di piena 200-ennale considerati indipendenti

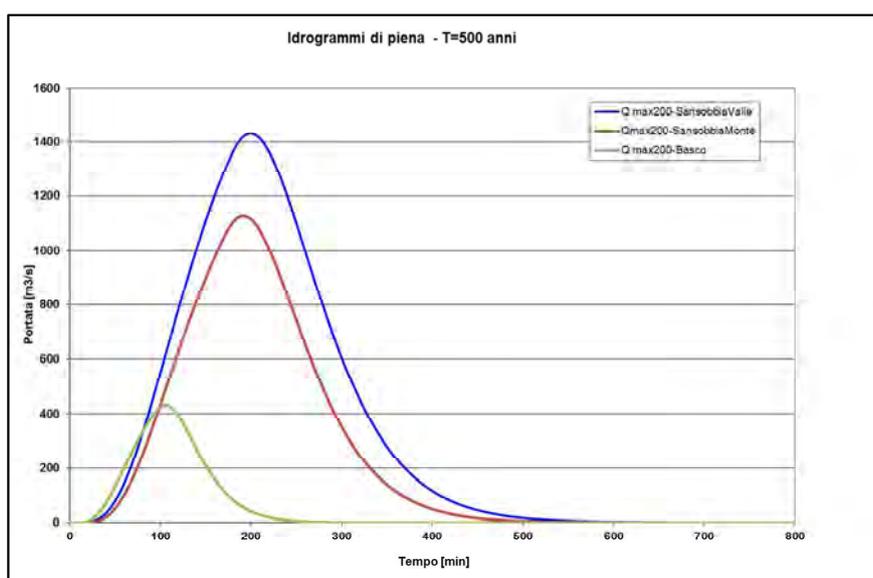


Figura 6.3- Idrogrammi di piena 500-ennale considerati indipendenti

Al fine di individuare i valori delle portate concomitanti (ossia nello stesso istante) nei due bacini di monte e affluente, si sono sollecitati tali bacini una volta con la pioggia che massimizza la portata al colmo nel tratto di Sansobbia-monte, una volta con quella che massimizza la portata al colmo del Riobasco per tutti e tre i tempi di ritorno 50, 200 e 500 anni.

L'idrogramma del torrente Sansobbia nel tratto a valle è stato ottenuto come somma dei due idrogrammi di monte e affluente.

Di seguito si riportano i grafici relativi a tali configurazioni.

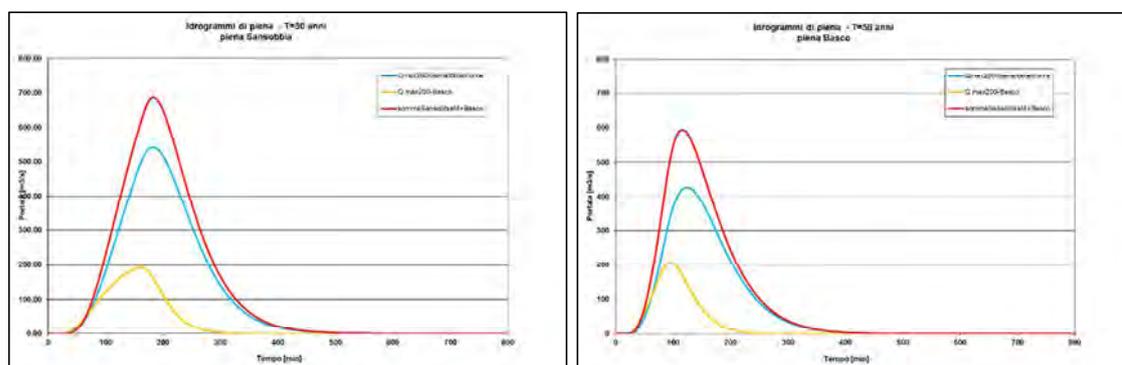


Figura 6.4- Idrogrammi di piena 50-ennale con piena su Sansobbia monte e su Basco

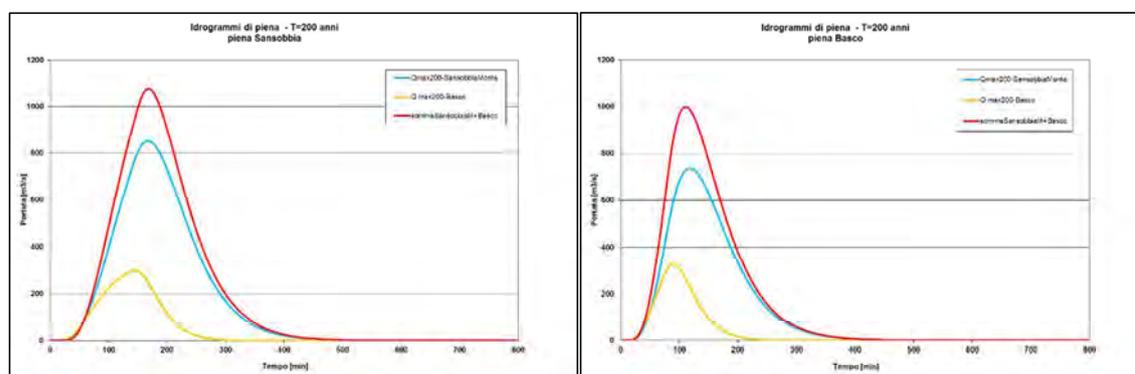


Figura 6.5- Idrogrammi di piena 200-ennale con piena su Sansobbia monte e su Basco

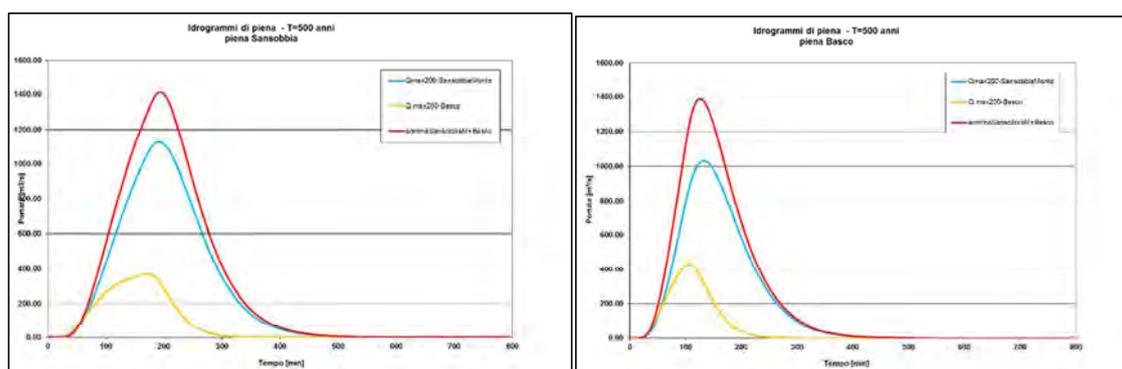


Figura 6.6- Idrogrammi di piena 500-ennale con piena su Sansobbia monte e su Basco

Tali idrogrammi hanno costituito l'input del modello di allagamento descritto nei paragrafi successivi.

7 MODELLO BIDIMENSIONALE DI ALLAGAMENTO

7.1 BASE TOPOGRAFICA

La modellazione idraulica dell'area urbana indagata è stata fatta a partire da una base topografica adeguata alla tipologia di studio e alla scala di dettaglio del modello.

In particolare per la definizione del dominio di calcolo sono state utilizzate le seguenti basi topografiche opportunamente integrate ed omogeneizzate tra loro:

- Lidar del Ministero dell'Ambiente caratterizzato da una maglia di 1x1 m;
- DTM fornito dalla Regione Liguria prodotto da CTR 1:5000, caratterizzato da una maglia di 5x5 m II edizione del 2007;
- Carta Tecnica Regionale (C.T.R.), scala 1:5000, vettoriale tridimensionale (formato DWG);
- rilievi plano-altimetrici di dettaglio dei corsi d'acqua e delle aree limitrofe.

7.2 METODOLOGIA DI CALCOLO

Lo studio relativo all'allagamento delle aree adiacenti al torrente Sansobbia e del rio Basco è stato effettuato implementando un modello idraulico bidimensionale con il software *Infoworks ICM³*. Il software consente il calcolo in moto vario monodimensionale e bidimensionale di alvei fluviali, reticoli di bonifica e fognature urbane utilizzando la metodologia dei volumi finiti.

Tra i principali risultati fornisce per ciascun dominio di calcolo (maglia di discretizzazione) i massimi tiranti idrici e la massima velocità di scorrimento. Per maggiori approfondimenti teorici a riguardo si rimanda all'Appendice 1 allegata alla presente relazione.

7.3 SCHEMATIZZAZIONE DEL DOMINIO DI STUDIO

Il dominio di studio è stato schematizzato utilizzando i dati presenti nelle diverse basi topografiche disponibili suddividendo la zona di calcolo 2D (area adiacenti al corso d'acqua) da quella 1D (torrente Sansobbia e rio Basco).

Dominio 2D

La base topografica di partenza importata nel software è costituita dal Lidar del Ministero. Poiché il Lidar tiene conto solamente della superficie geodetica del territorio, sono stati importati dal rilievo tutti gli edifici presenti nell'area indagata a cui è stata assegnata la condizione di "poligoni vuoti" non attraversabili dal flusso della corrente.

³ *Infoworks ICM HR Wallingford Innovyze.*

Con riferimento al Lidar è stata fatta un'analisi della precisione e della completezza dei dati topografici al fine di verificarne l'adeguatezza per l'utilizzo nella modellazione integrandolo con i rilievi di dettaglio disponibili..

A completamento del lavoro di integrazione sono state aggiunte una serie di condizioni interne, quali arginature, rilevato ferroviario e autostradale, sottopassi, muri perimetrali di edifici e zone depresse, per rappresentare in modo più dettagliato e preciso la realtà urbana indagata.

Infine è stato individuato e creato il dominio 2D di allagamento sulla base delle dinamiche di esondazione dell'area e delle mappature risultanti dal Piano di Bacino.

In particolare il dominio di calcolo si estende in direzione NO-SE a partire dal ponte Sandro Pertini fino alla foce per il torrente Sansobbia e dal ponte privato all'altezza di via Monte Pino fino alla confluenza per il rio Basco; per un'estensione complessiva di circa 250 ha.

Dominio 1D

Il dominio 1D riguarda l'alveo del torrente Sansobbia e del rio Basco per una lunghezza rispettivamente di circa 1.8 e 1.6 km.

La geometria dell'alveo del torrente e dei manufatti interferenti è stata ricavata dal rilievo di dettaglio eseguito nel 2016.

Ai fini del calcolo sono state individuate una serie di sezioni trasversali numerate in senso crescente da valle verso monte, in funzione delle caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo (larghezza, pendenza, curve, presenza di manufatti ecc.) con l'aggiunta di alcune sezioni di calcolo intermedie in corrispondenza di variazioni di sezione significative e dei manufatti.

Il tratto è stato schematizzato, da valle verso monte, come segue:

Tratto terminale compreso tra la foce e la confluenza

- da sez.SV32 a sez SV18 (lunghezza 800 m circa);

Tratto torrente Sansobbia compreso tra la confluenza e il ponte Pertini

- da sez.85B a sez SV33 (lunghezza 1000 m circa);

Tratto rio Basco compreso tra la confluenza e il ponte da via Monte Pino

- da sez.8.3 a sez 1 (lunghezza 1600 m circa);

Di seguito si riporta un estratto della schematizzazione del dominio di calcolo 1D-2D generato dal software di calcolo.

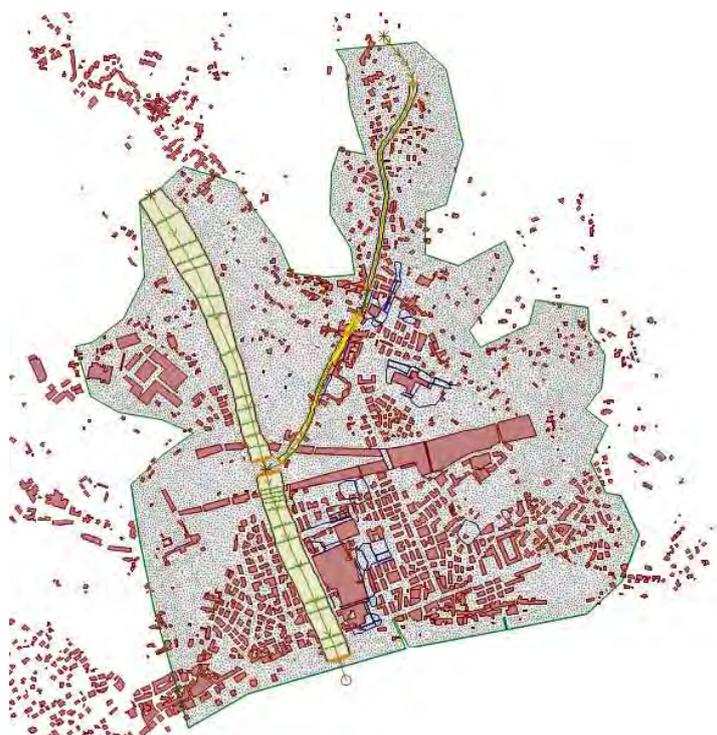


Figura 7.1: Maglia di calcolo

7.4 PARAMETRI DI CALCOLO E CONDIZIONI AL CONTORNO

Il dominio di calcolo 2D è stato discretizzato generando una *mesh* triangolare a differente superficie, allo scopo di seguire più fedelmente possibile la geometria dei luoghi.

I parametri principali relativi alla magliatura assunti nella modellazione sono i seguenti:

- dimensione massima dell' area dei triangoli generati pari a 25 m²;
- dimensione minima dell' area dei triangoli generati paria a 1 m²;
- magliatura variabile in funzione dell'andamento del terreno in modo che la variazione di quota tra i tre vertici non superi il valore di 0.20 m;
- coefficiente di scabrezza (coefficiente di Manning) di tutto il dominio pari a 0.025. Tale scelta è dovuta al fatto che l'area indagata è costituita da un'area urbana caratterizzata da viabilità carrabili e marciapiedi.

Il numero totale di triangoli generati dal software è pari a 50.250, ognuno dei quali presenta un valore di quota univoco determinato sulla base della triangolazione dei punti del modello.

Al dominio di calcolo 2D sono state assegnate le seguenti condizioni al contorno:

- *Condizioni di output*: in corrispondenza dell'estremità sud della maglia di calcolo (lato mare, in corrispondenza della spiaggia a valle del rilevato dell'ex-ferrovia) si è assunta come condizione la profondità critica ("*Critical Depth*").

- *Condizioni generali della maglia:* nei restanti tratti del dominio di calcolo non interessati dalle condizioni di Input e di Output si è assunta, a favore di sicurezza, la condizione al contorno di “*Vertical Wall*” che corrisponde all’inserimento di una barriera verticale impermeabile infinitamente alta che non lascia uscire l’acqua dal dominio di calcolo qualora in simulazione si verificasse presenza d’acqua al suo perimetro.

Il profilo di rigurgito relativo al corso d’acqua è stato integrato per entrambe le condizioni di corrente lenta da valle verso monte e di corrente veloce da monte verso valle imponendo al dominio di calcolo 1D le seguenti condizioni al contorno:

- *Condizioni di input:* sono costituite dagli idrogrammi di piena calcolati con la metodologia riportata nei paragrafi precedenti..
- *Condizioni di output:* in corrispondenza della sezione di valle (uscita a mare) è stata fissata la quota di 0.5 m s.l.m. per ogni portata dell’idrogramma per tenere conto degli effetti del sovrizzo del mare;
- coefficiente di scabrezza (coefficiente di Manning) dei corsi d’acqua pari a 0.03, corrispondente a corsi d’acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale al fondo.

Ai fini della simulazione idraulica , sono stati adottati i seguenti parametri:

- Passo temporale di integrazione utilizzato durante il calcolo (*Timestep*) pari a 1 s.
- *Durata della simulazione* pari a 700 min corrispondente a circa 5 volte la durata degli idrogrammi in input.

7.5 RISULTATI

I risultati del dominio 1D (alvei dei corsi d’acqua) sono sostanzialmente coincidenti con la verifiche del Piano di Bacino.

I risultati della simulazione confermano, che i tratti dove avviene l’esonazione sono da monte verso valle:

Rio Basco

- Lungo le viabilità spondali destra e sinistra (via della Pace, via dei Carabigi e viabilità minori) fino alla copertura comunale
- Lungo entrambe le sponde nel tratto intorno a Villa Gavotti.

Torrente Sansobbia

- Sponda sinistra a monte della confluenza

I risultati della simulazione confermano le dinamiche di esonazione descritte nei paragrafi precedenti.

Le simulazione mostra che per la portata 200-ennale si verifica esondazione su entrambe le sponde lungo quasi tutto il tratto del rio Basco e lungo la sola sponda sinistra nel tratto del torrente Sansobbia a monte del viadotto autostradale.

I volumi esondati tendono ad occupare le aree urbane adiacenti a monte del rilevato autostradale scorrendo lungo le viabilità principali ed a riversarsi poi verso le aree a valle attraverso i tre sottopassi esistenti: quello carrabile di Via Piero Casarino a Ovest, della larghezza di 8 m circa, quello carrabile di Corso Giuseppe Mazzini al centro, della larghezza di 16 m circa e quello pedonale di Via S. Pietro a Est, della larghezza di 2.5 m circa.

Da queste vie di flusso i volumi esondati tendono ad occupare gli spazi delle aree a valle riempiendo lentamente le aree depresse, che non trovano sfogo verso il mare per la presenza del rilevato della ex sede ferroviaria, oggi occupata dalla passeggiata Eugenio Montale.

Lungo il percorso l'acqua tende in parte ad occupare i volumi disponibili ai piani interrati (box, intercapedini, cantine ecc.) e ai piani terra degli edifici (distacchi, giardini, ecc).

Negli Allegati da A1 a A4 sono riportati graficamente l'andamento dei valori massimi dei tiranti e delle velocità per l'evento 200-ennale considerando prima la piena sul rio Basco e successivamente quella sul torrente Sansobbia.

8 ANALISI DI SENSITIVITA' DEL MODELLO

Il modello adottato è stato implementato con le seguenti ipotesi di calcolo:

- Idrogrammi relativi alla condizione cosiddetta Q_{max} , che tengono conto della non contemporaneità dei colmi di piena sul corso d'acqua principale e sull'affluente, calcolati con i parametri $a^{(*)}$ e t_{CR} relativi rispettivamente alle due condizioni di piena sul torrente Sansobbia e di piena sul rio Basco;
- Coefficiente di scabrezza n di Manning pari a 0.03 in alveo e 0.025 per le aree esterne

Al fine di valutare la robustezza del modello adottato e dei risultati ottenuti, è stata effettuata un'analisi di sensitività rivolta alla scelta più opportuna dei valori dei parametri di calcolo.

E' stata in particolare analizzata l'influenza dei seguenti parametri e/o scenari:

- Adozione di idrogrammi di piena relativi alla condizione V_{max} (massimo volume esondabile con soglia prefissata) rispetto a quelli della condizione Q_{max} ;
- Variazione del coefficiente di scabrezza dell'alveo;
- Variazione del coefficiente di scabrezza delle aree esterne soggette ad allagamento;
- Scenari di sistemazione dell'alveo nel tratto a monte della copertura comunale;

Scelta degli idrogrammi di piena

Facendo riferimento alla metodologia riportata nella DGR 357/08, sono stati calcolati gli idrogrammi di piena relativi alla condizione V_{max} , cioè a quella che a parità di tempo di ritorno presenta il massimo volume teorico di esondazione con una soglia di portata prefissata.

In particolare si tratta di variare il tempo di pioggia t_{CR} mantenendo inalterato il parametro $a^{(*)}$ ricavato con per la condizione Q_{max} , sino a trovare il massimo volume sotteso tra la portata di soglia prefissata e il relativo idrogramma di piena.

Ai fini del calcolo sono stati assunti nel caso in esame i seguenti valori della portata di soglia:

$$Q_{soglia} = 80 \text{ m}^3/\text{s} \text{ per il rio Basco}$$

$$Q_{soglia} = 539 \text{ m}^3/\text{s} \text{ per il torrente Sansobbia}$$

Per entrambe le condizioni sono stati calcolati i relativi idrogrammi di piena contemporanei da utilizzare nel modello di allagamento.

I parametri risultanti sono i seguenti:

T=50 anni	t _{CR} [ore]	a(*)	n
Condizione 1 Sansobbia	-	114.2	0.375
Condizione 2 Basco	4.33	116.0	0.375

Tabella 8.I - Parametri di calcolo V_{max} 50 anni

T=200 anni	t _{CR} [ore]	a(*)	n
Condizione 1 Sansobbia	4.50	157.7	0.375
Condizione 2 Basco	6.67	161.0	0.375

Tabella 8.II - Parametri di calcolo V_{max} 200 anni

T=500 anni	t _{CR} [ore]	a(*)	n
Condizione 1 Sansobbia	5.00	197.1	0.375
Condizione 2 Basco	7.41	206.6	0.375

Tabella 8.III - Parametri di calcolo V_{max} 500 anni

A titolo di esempio nella figura seguente sono riportati gli idrogrammi nella condizione V_{max} nel caso di piena sul Basco confrontati con quelli relativi alla condizione Q_{max} per il tempo di ritorno 200-ennale.

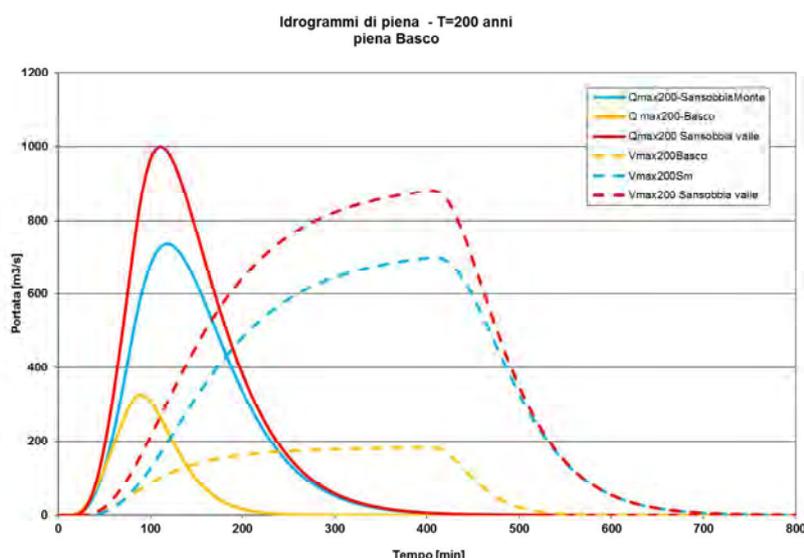


Figura 8.1- Idrogrammi di piena 200-ennale con piena su Basco V_{max} confrontata con Q_{max}

I risultati delle simulazioni con tali parametri sono riportati graficamente negli Allegati A5, A6, A7 e A8.

Essi mostrano che gli effetti dell'allagamento per la condizione V_{\max} risultano in tutti i casi inferiori a quelli della condizione Q_{\max} ; ciò in dipendenza del fatto che a fronte di un maggior volume teorico di esondazione i valori di picco sono inferiori a quelli della condizione Q_{\max} e una parte di volume esondato può rientrare in alveo nei tratti a valle per effetto delle minori profondità di deflusso.

Scabrezza del fondo alveo

La condizione naturale del Sansobbia e del rio Basco sarebbe verosimilmente quella caratterizzata da un valore del coefficiente di scabrezza di Manning $n=0.03$, corrispondente secondo le norme di Piano a corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo.

Al fine di analizzare la possibile variazione dello stato dell'alveo con maggiori o minori irregolarità del fondo e delle sponde dovute a più o meno interventi di manutenzione o condizioni di deposito o erosione localizzata non facilmente prevedibili, sono stati messi a confronto i risultati della modellazione con diversi valori di scabrezza in alveo, a parità di scabrezza delle aree esterne, ed in particolare:

- $n=0.025$, corrispondente secondo le norme di Piano a tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato
- $n=0.030$ corrispondente secondo le norme di Piano a corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo
- $n=0.035$ corrispondente a tratti di corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo.

Il calcolo è stato effettuato per l'evento 200-ennale nella condizione Q_{\max} (risultata la più cautelativa); i risultati sono riportati graficamente in Allegato A13, A14, A15 e A16.

Essi mostrano che la condizione peggiore per le aree inondabili di valle è rappresentata dalla condizione 3 ($n=0.035$), che induce livelli di piena in alveo maggiori di circa 0.2 m rispetto alla condizione 2 ($n=0.030$) e quindi un maggiore volume di esondazione, con un effetto di un generale, sia pure contenuto, aumento dei tiranti, con velocità confrontabili, mentre non viene modificata in modo significativo l'estensione delle aree allagate, ad eccezione delle aree in sponda destra del Sansobbia a valle del rilevato ferroviario.

Scabrezza aree esterne

Allo stesso modo è stata valutata l'influenza della scabrezza delle aree esterne ripetendo il calcolo (a parità di scabrezza in alveo) per valori della scabrezza n di Manning rispettivamente pari a 0.020, 0.025 e 0.030, quindi con una variabilità da 1.0 a 1.5.

Anche in questo caso il calcolo è stato effettuato per l'evento 200-ennale nella condizione Q_{\max} (risultata la più cautelativa); i risultati sono riportati graficamente in Allegato A9, A10, A11 e A12.

I risultati mostrano che gli effetti sulle aree inondabili sia in termini di estensione che di tiranti e velocità non cambia in maniera significativa tra una configurazione e l'altra; ciò è spiegabile in parte col fatto che l'allagamento delle aree, ed in particolare a valle del rilevato autostradale e ferroviario, avviene per progressivo riempimento delle aree più depresse senza alcuna possibilità di deflusso all'esterno, al di fuori della rete di smaltimento delle acque meteoriche.

Scenari di sistemazione dell'alveo

Sono stati inoltre valutati i possibili scenari dovuti ad una eventuale modifica dei punti di esondazione delle portate non contenute in alveo.

Tali scenari sono stati verosimilmente ricondotti ad un possibile intervento di sistemazione che consenta per un tratto significativo dell'alveo del rio Basco il deflusso della portata 200-ennale senza esondazioni, spostando verso monte o verso valle i tratti di esondazione delle portate in eccesso.

In particolare si è suddiviso il tratto del rio Basco in due parti, ipotizzando il caso più sfavorevole di sistemazione del tratto di monte e ripetendo per tale condizione la modellazione dell'allagamento.

I risultati sono riportati graficamente nell'Allegato A27 e A28.

Essi mostrano come la mappatura non risenta in modo significativo di tali variazioni sia in termini di tiranti che di velocità di scorrimento

9 MAPPATURA DELLE AREE INONDABILI PROPOSTA

Sulla base delle verifiche e delle analisi di rischio residuale (sensività) riportate ai paragrafi precedenti, è stata infine redatta una nuova mappatura delle aree inondabili dovute al tratto terminale del torrente Sansobbia e del rio Basco.

I parametri adottati per tale mappatura risultano

- Q_{max} con inviluppo tra piena su Sansobbia e piena su Basco
- $n_{alveo}=0.035$
- $n_{esterno}=0.025$

La mappatura è stata tracciata sulla base dei criteri della DGR 91/13.

Sulla base dell'inviluppo dei valori massimi dei tiranti e delle velocità per le diverse configurazioni esaminate, sono state in particolare individuate le aree a minore o maggiore rischio idraulico .

Negli Allegati A15, A16, A17 e A18 sono riportati i tiranti e le velocità massime per l'evento 200-ennale, in A19, A20, A21 e A22 per evento 50-ennale e in A23, A24, A25 e A26 per evento 500-ennale.

La mappatura proposta è riportata nella tavola IDR-001 allegata alla presente relazione.

Committente:

Comune di Levanto
Piazza Cavour 1
19015 - Levanto (SP)

Livello di Progetto:**Titolo:**

STUDIO IDRAULICO FINALIZZATO ALLA
RIPERIMETRAZIONE DELLE FASCE DI INONDABILITÀ DEL
TRATTO TERMINALE DEL RIO BASCO E DEL TORRENTE
SANSOBBIA IN COMUNE DI ALBISOLA SUPERIORE.

Oggetto:

RELAZIONE IDRAULICA INTEGRATIVA

Risposta alla lettera della Regione Liguria

Prot. N. PG/2020/149891

Fasc. 2018/G13.125/4-1

Codice Progetto:

P055-19

Nome File:

P055-19-I-RE-IDR-002-A.

Firme:

Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Aprr.	Data
A	Prima emissione	MI	13/07/2020	DR	13/07/2020

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	MODELLAZIONE MONODIMENSIONALE DELL'ALVEO (DOMINIO 1D) .	2
3	MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE DELLE AREE INONDABILI (DOMINIO 2D).....	5
4	COERENZA TRA STUDIO IDRAULICO E STUDIO FATTIBILITÀ SCOLMATORE	8

Allegati:

ALLEGATO A: Verifiche idrauliche Sansobbia e Riobasco

ALLEGATO A: Confronto risultati Piano di Bacino – studio scolmatore 2018 – studio idraulico 2019

ALLEGATO 1: Mappatura inviluppo tiranti massimi T50 anni

ALLEGATO 2: Mappatura inviluppo velocità massime T50 anni

ALLEGATO 3: Mappatura inviluppo tiranti massimi T200 anni

ALLEGATO 4: Mappatura inviluppo velocità massime T200 anni

ALLEGATO 5: Mappatura inviluppo tiranti massimi T500 anni

ALLEGATO 6: Mappatura inviluppo velocità massime T500 anni

1 PREMESSA

A seguito della presentazione dello studio idraulico del 30/07/2019 finalizzato alla riprerimetrazione delle fasce di inondabilità del tratto terminale dei torrenti Sansobbia e Riobasco da parte del Comune di Albisola Superiore, la Regione Liguria Dipartimento Territorio Ambiente Infrastrutture e Trasporti, Settore Assetto del Territorio, ha inviato al Comune di Albisola Superiore una lettera Prot. N. PG/2020/149891 contenente alcune osservazioni e richieste di integrazione relative all'adozione della variante di aggiornamento del quadro della pericolosità idraulica.

Le osservazioni riguardano in particolare chiarimenti e approfondimenti in merito a:

- Modellazione monodimensionale dell'alveo;
- Modellazione bidimensionale delle aree inondabili;
- Coerenza tra studio idraulico e studio fattibilità scolmatore.

Con riferimento alle indicazioni riportate in tale documento, di seguito si riportano le risposte a ciascuna osservazione con i relativi chiarimenti e approfondimenti.

2 MODELLAZIONE MONODIMENSIONALE DELL'ALVEO (dominio 1D)

a) Ipotesi di modellazione

Richiesta

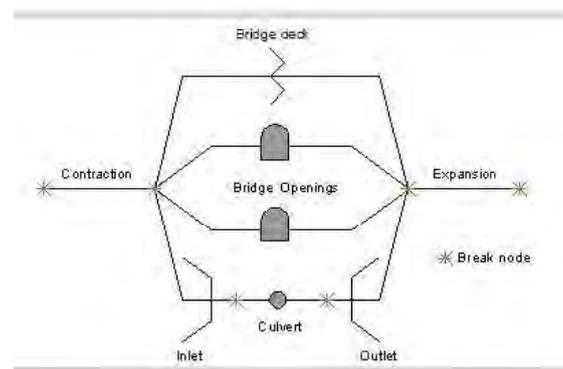
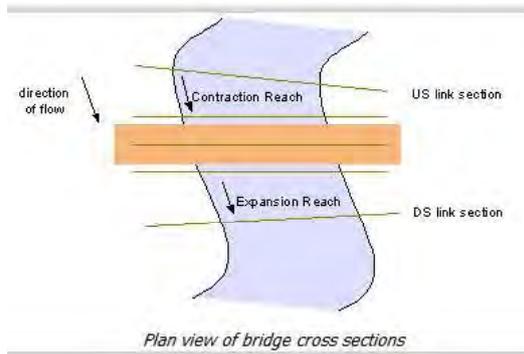
Esplicitare le ipotesi di modellazione adottate per i seguenti elementi: ponti sul torrente Sansobbia, ponti e tombinatura sul torrente Riobasco, confluenza tra i due torrenti. a questo proposito, si dovranno in particolare analizzare gli effetti della carenza di franco idraulico in corrispondenza delle opere interferenti con l'alveo, esplicitando le opportune valutazioni quali la riduzione di sezione utile.

Chiarimento

Il dominio 1D (alveo, ponti, tombinature, confluenza,...) è stato modellato con il software Infoworks ICM¹, che consente un immediato collegamento con la modellistica bidimensionale.

I ponti vengono simulati con 5 sezioni (sezione di monte, sezione stremità di monte del manufatto, sezione centrale del manufatto, sezione di valle del manufatto e sezione di valle) secondo lo schema riportato nella figura seguente.

¹ Infoworks ICM HR Wallingford Innovyze.



In InfoWorks i nodi (junctions) vengono risolti imponendo l'uguaglianza dei carichi e la conservazione della massa (equilibrio tra portate entranti e uscenti) applicando la legge di Kirchoff alle portate.

La carenza del franco idraulico è stata analizzata facendo variare la scabrezza in alveo, come già riportato nel capitolo 8 della relazione idraulica del luglio 2019, relativo alla sensitività del modello, in coerenza con quanto emerso nell'incontro del 17/7/2019 presso gli uffici regionali.

A tal fine sono stati messi a confronto i risultati della modellazione con diversi valori di scabrezza in alveo, a parità di scabrezza delle aree esterne, ed in particolare:

- $n=0.025$, corrispondente secondo le norme di Piano a tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato
- $n=0.030$ corrispondente secondo le norme di Piano a corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo
- $n=0.035$ corrispondente a tratti di corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo.

I risultati hanno mostrato che la condizione peggiore per le aree inondabili di valle è rappresentata dalla condizione 3 ($n=0.035$), che induce livelli di piena in alveo maggiori di circa 0.2 m rispetto alla condizione 2 ($n=0.030$) e quindi un maggiore volume di esondazione, con un effetto di un generale, sia pure contenuto, aumento dei tiranti, con velocità confrontabili, mentre non viene modificata in modo significativo l'estensione delle aree allagate, ad eccezione delle aree in sponda destra del Sansobbia a valle del rilevato ferroviario.

Tale effetto corrisponde in sostanza ad un sovralluvionamento generalizzato del fondo di circa 0.2 m e quindi tiene già conto intrinsecamente di una riduzione della sezione utile di deflusso.

b) Risultati della modellazione

Richiesta

Fornire i risultati della modellazione monodimensionale in moto permanente dei tratti terminali dei torrenti Sansobbia e Riobasco, per i diversi tempi di ritorno 50, 200 e 500 anni, con il coefficiente di scabrezza in alveo più cautelativo $n = 0.035 [s/m^{1/3}]$ e con le opportune valutazioni di cui al punto precedente. I risultati dovranno essere esaustivi per contenuti (portata, velocità, quota fondo, quota pelo libero, carico totale, profondità critica, quote argini destro e sinistro, opere interferenti, ecc.) e modalità di rappresentazione (planimetria con tracce delle sezioni, profilo longitudinale, tabelle riepilogative, ecc.);

Chiarimento

In Allegato A si riportano in forma numerica e grafica i risultati delle verifiche idrauliche del torrente Sansobbia e del Riobasco.

c) Portate di soglia

Richiesta

Tenendo conto dei punti precedenti, giustificare le portate di soglia dei torrenti Sansobbia e Riobasco adottate per la valutazione degli idrogrammi di piena relativi alla condizione V_{max}

Chiarimento

Sono stati assunti nel caso in esame i seguenti valori della portata di soglia:

$Q_{soglia} = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ per il rio Basco, pari a circa il 40% della portata 50-ennale;

$Q_{soglia} = 539 \text{ m}^3/\text{s}$ per il torrente Sansobbia, corrispondente alla portata 50-ennale

Tali portate sono state determinate cercando la portata massima smaltibile nei corsi d'acqua che non provoca esondazione.

Tali valori sono inoltre stati confrontati con quanto riportato:

- Nella relazione del 14/07/2003 relativa all'*Analisi di fattibilità del Canale scolmatore del torrente Riobasco* redatta dal Prof. Ing. Renzo Rosso e Prof. Ing. Marco Mancini del Politecnico di Milano per conto del Comune di Albisola Superiore, in cui si indicava una portata di soglia per il Riobasco di $120 \text{ m}^3/\text{s}$;
- nella relazione del *primo lotto di Aurelia Bis e studio di fattibilità della sistemazione idraulica della piana dei torrenti Sansobbia e Riobasco connessa allo sviluppo del sistema infrastrutturale nel comune di Albisola Superiore – Previsione di sistemazione del Riobasco e del Sansobbia* - Infrastrutture Liguria – Regione Liguria – in cui si indicava una portata di soglia per pari a $80 \text{ m}^3/\text{s}$ per il Riobasco.
- Piano di bacino stralcio sul rischio idrogeologico Sansobbia – Autorità di Bacino Regionale - In cui è indicata per il t. Sansobbia una porta di soglia corrispondente

a quella con un tempo di ritorno corrispondente a quello per cui l'opera di attraversamento non risulta verificata con franco minimo di 0.5 m.
Il Piano indica soltanto l'insufficienza per la Portata 200-ennale.

Tali valori sono confermati dall'analisi idraulica effettuata.

3 MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE DELLE AREE INONDABILI (dominio 2D)

a) Ipotesi di modellazione

Richiesta

Chiarire le ipotesi di modellazione adottate per i sottopassi stradali e pedonali in corrispondenza dei rilevati ferroviario e autostradale. A questo proposito, si evidenzia che, in base alla documentazione fotografica riportata nello studio idraulico, alcuni sottopassi parrebbero caratterizzati da elementi che influiscono sul deflusso delle acque (pila centrale di sostegno, automobili parcheggiate, muretti, paletti, recinzioni, ecc.);

Chiarimento

I sottopassi stradali e pedonali in corrispondenza dei rilevati ferroviario e autostradale sono stati modellati creando delle aperture nei rilevati con larghezze e quote di imbocco e sbocco derivate dal Lidar del Ministero e dai rilievi di dettaglio effettuati.

Il sottopasso di corso Giuseppe Mazzini è a campata unica in corrispondenza dell'autostrada e presenta una pila centrale dello spessore di circa 0.7 m nel tratto in corrispondenza della linea ferroviaria. La larghezza del sottopasso nella modellazione tiene conto di questo restringimento, infatti esso ha una larghezza pari alla luce minima sottratta la larghezza della pila.



Figura 1: stralcio maglia di calcolo in corrispondenza dei sottopassi

Invece le possibili auto, muretti, recinzioni sono state considerate utilizzando un coefficiente di scabrezza delle aree esterne pari a $0.025 \text{ s/m}^{1/3}$, corrispondente a tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato, che, trasposta al caso delle aree esterne, può essere assimilata a presenza di marciapiedi, ostacoli quali ruote di auto, arredo urbano in genere.

La semplice scabrezza dell'asfalto sarebbe molto più bassa, dell'ordine di 0.01 di Manning

b) Sensibilità dei risultati

Richiesta

Valutare la sensibilità dei risultati delle modellazioni idrauliche per i diversi tempi di ritorno rispetto ad opportuni scenari di occlusione parziale/totale dei sottopassi di cui al punto precedente

Chiarimento

La sensibilità del modello è stata trattata nel capitolo 8 della relazione idraulica del luglio 2019.

In accordo con quanto deciso nell'incontro del 17/7/2019 presso gli uffici regionali, è stata valutata l'influenza della scabrezza delle aree esterne ripetendo il calcolo dell'inondabilità (a parità di scabrezza in alveo) per valori della scabrezza n di Manning rispettivamente pari a 0.02 (minimo), 0.025 (base) e 0.030 (massimo), quindi con una variabilità da 1.0 a 1.5.

I risultati sono riportati graficamente in Allegato A9, A10, A11 e A12 della relazione idraulica del 30/07/2019, per l'evento 200-ennale nella condizione Q_{\max} (risultata la più cautelativa) e piena sul Riobasco.

Essi mostrano che gli effetti sulle aree inondabili sia in termini di estensione che di tiranti e velocità non cambia in maniera significativa tra una configurazione e l'altra; ciò è spiegabile in parte col fatto che l'allagamento delle aree, ed in particolare a valle del rilevato autostradale e ferroviario, avviene per progressivo riempimento delle aree più depresse senza alcuna possibilità di deflusso all'esterno, al di fuori della rete di smaltimento delle acque meteoriche.

Inoltre le velocità di scorrimento sono modeste, tali da non influenzare in modo significativo le caratteristiche della corrente in presenza di ostacoli.

A completamento dell'analisi, nella tabella seguente si riportano comunque le superfici progressive allagate all'aumentare dei tiranti per le diverse classi di scabrezza adottate e la differenza percentuale rispetto alla configurazione base ($n=0.025$).

Tiranti [m]	A (n=0.020) [m ²]	Differenza percentuale	A (n=0.025) [m ²]	Differenza percentuale	A (n=0.030) [m ²]	Differenza percentuale
< 0.3	142851	-2.20%	139776	0.00%	138658	0.80%
< 0.5	253491	-1.70%	249254	0.00%	247634	0.65%
< 0.7	322691	-0.32%	321662	0.00%	322144	-0.15%
< 1.0	395044	0.11%	395479	0.00%	397456	-0.50%
< 2.0	516519	-0.15%	515745	0.00%	519510	-0.73%

Tabella VI: differenze estensione aree inondabili-tiranti al variare del coefficiente n

I risultati confermano il minor peso della scabrezza delle aree esterne sui risultati della modellazione, che è stata quindi mantenuta per le simulazioni definitive al valore $n=0.025$.

c) Proposta di ripermetrazione

Richiesta

Aggiornare la proposta di ripermetrazione delle fasce di inondabilità e degli ambiti normativi, effettuando l'inviluppo delle mappature ottenute dalle modellazioni con coefficiente di scabrezza in alveo pari a $0.035 [s/m^{1/3}]$ e nelle aree esterne pari a $0.025 [s/m^{1/3}]$, e con le opportune valutazioni di cui al punto A.1.a, al variare dei seguenti parametri e scenari:

i. tipologia di idrogramma: V_{max} , Q_{max} ;

ii. portata al colmo di piena: Sansobbia (a monte della confluenza), Riobasco;

iii. occlusione dei sottopassi stradali e pedonali: configurazioni da valutare in base al precedente punto A.2.b;

Chiarimento

Negli Allegati da 1 a 6 è riportato l'inviluppo dei tiranti e delle velocità massimi per i vari casi esaminati, nello specifico per:

- Idrogramma Q_{max}
- n alveo=0.035
- n esterno=0.025
- piena sul torrente Sansobbia
- piena sul Riobasco
- scenario di sistemazione del tratto di monte del Riobasco.

Si allegano inoltre i file della modellazione 1D-2D in formato shp.

I risultati confermano la perimetrazione prodotta, che non viene pertanto riallegata.

4 COERENZA TRA STUDIO IDRAULICO E STUDIO FATTIBILITÀ SCOLMATORE

1) Coerenza tra i diversi studi

Richiesta

Confrontare i risultati delle modellazioni idrauliche in moto permanente dei tratti terminali dei torrenti Sansobbia e Riobasco per i periodi di ritorno 50, 200 e 500 anni relative a:

- a. stato attuale senza scolmatore secondo il vigente PdB;*
- b. stato attuale senza scolmatore secondo lo studio di fattibilità dello stesso – versione 2018;*
- c. stato attuale senza scolmatore secondo il recente studio idraulico (cfr. punto A.1.b);*

Chiarimento

In Allegato B si riportano i confronti in forma grafica tra

1. profili del torrente Sansobbia per i periodi di ritorno 50, 200 e 500 anni relative a:
 - a. stato attuale senza scolmatore secondo il vigente PdB;
 - b. stato attuale senza scolmatore secondo lo studio di fattibilità dello stesso – versione 2018;
 - c. stato attuale senza scolmatore secondo il recente studio idraulico
2. profili del Riobasco per i periodi di ritorno 50, 200 e 500 anni relative a:
 - a. stato attuale senza scolmatore secondo il vigente PdB;
 - c. stato attuale senza scolmatore secondo il recente studio idraulico

Nello studio di fattibilità dello scolmatore del 2018 non era stato analizzata la parte terminale del Riobasco.

Il profilo delle verifiche del PdB (indicate con i pallini rossi) risulta minore di circa 0.5 m; ciò può essere dovuto al sovralluvionamento del fondo riscontrato dai rilievi topografici aggiornati rispetto alle sezioni più regolari riportate nelle verifiche di Piano.

Il profilo delle verifiche dello studio idraulico di dettaglio del 2019 essendo collegato al dominio 2D tiene conto delle possibili esondazioni, per questo le quote del pelo libero del Riobasco nel tratto terminale risulta leggermente inferiore rispetto a quello del Piano di Bacino.

2) Funzionamento dello scolmatore

Richiesta

Tenendo conto del recente studio idraulico relativo allo stato attuale, in analogia a quanto richiesto con nota Prot. n. PG/2018/39525, valutare il funzionamento dello scolmatore in progetto in termini di riduzione degli idrogrammi di portata per i vari periodi di ritorno e relativi incrementi ed effetti sul regime di deflusso nel tratto di torrente Sansobbia interessato

Chiarimento

In analogia a quanto riportato nello *Studio di fattibilità variante scolmatore Riobasco in comune di Albisola Superiore*, redatto dalla scrivente a seguito della nota della Regione Liguria Settore Assetto del territorio Prot. N, PG/2018/39525 del 5/02/2018, di seguito si riportano i grafici degli idrogrammi di portata per i vari periodi di ritorno per i due corsi d'acqua e dello scolmatore.

Gli idrogrammi sono stati effettuati seguendo lo schema riportato nella figura seguente.

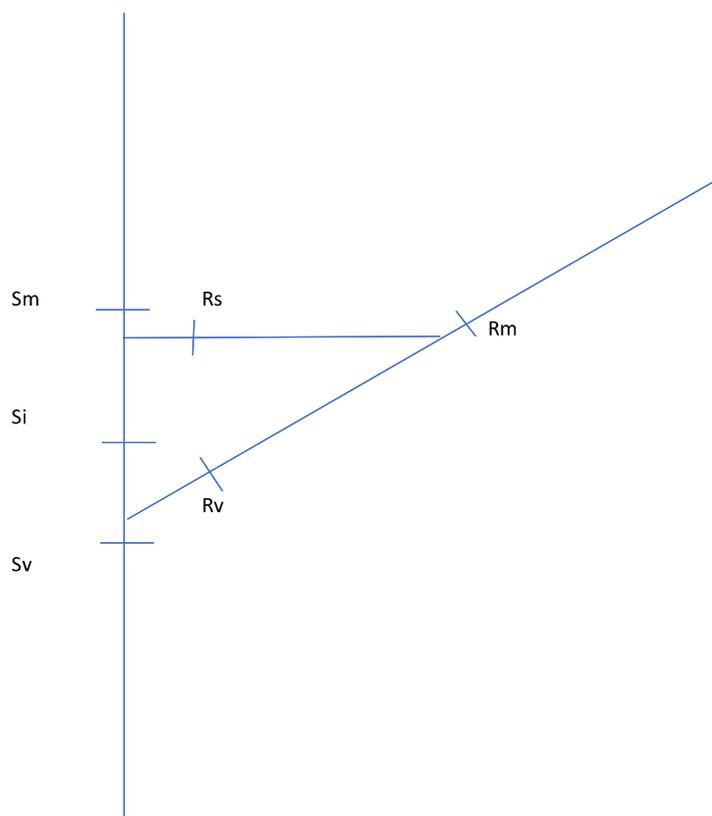


Figura 2: schema scolmatore con indicati i nodi idraulici

Data la geometria dell'opera di presa, il calcolo della suddivisione delle portate tra lo scolmatore e il tratto di valle del Riobasco è stato effettuato considerando una ripartizione secondo lo schema geometrico di seguito rappresentato, nell'ipotesi di attraversamento dello stato critico e di distribuzione uniforme delle velocità nelle due sezioni.

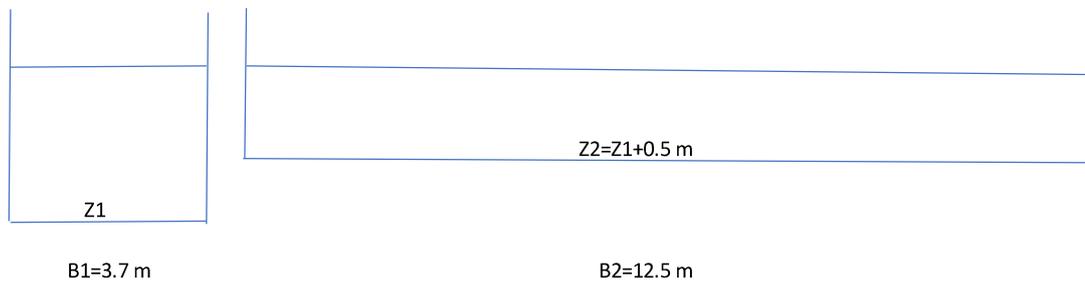
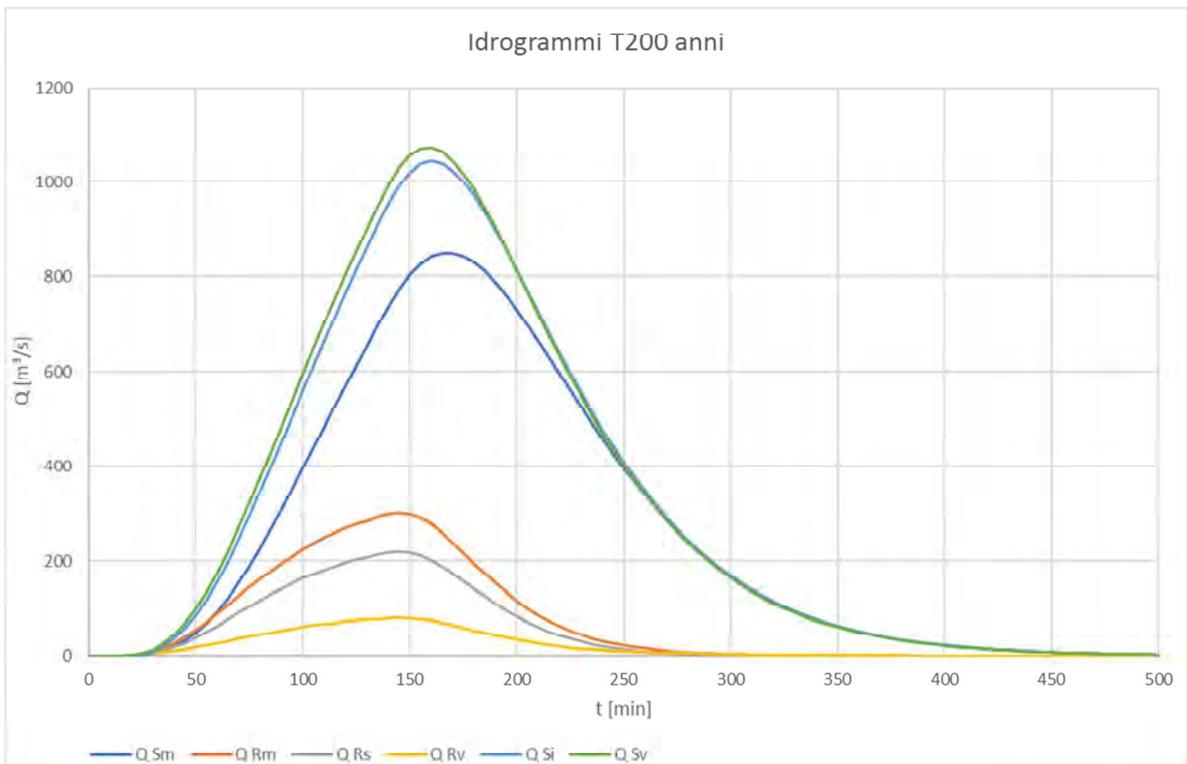
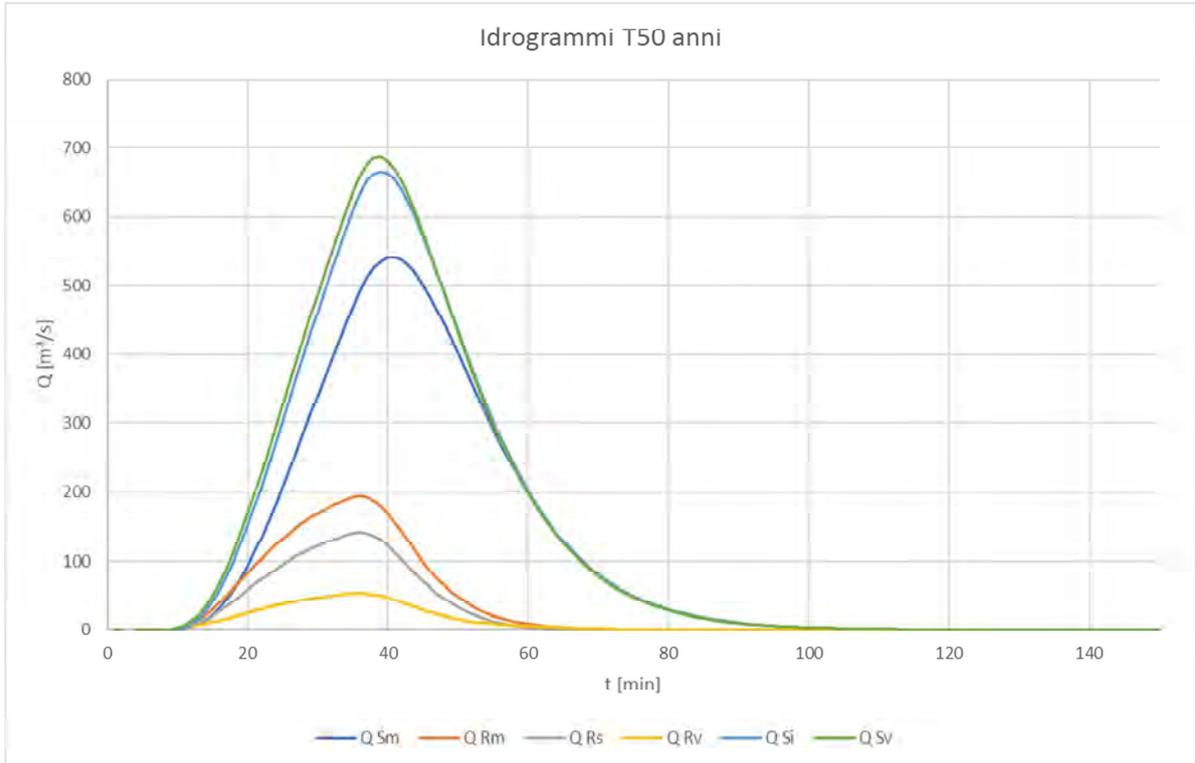


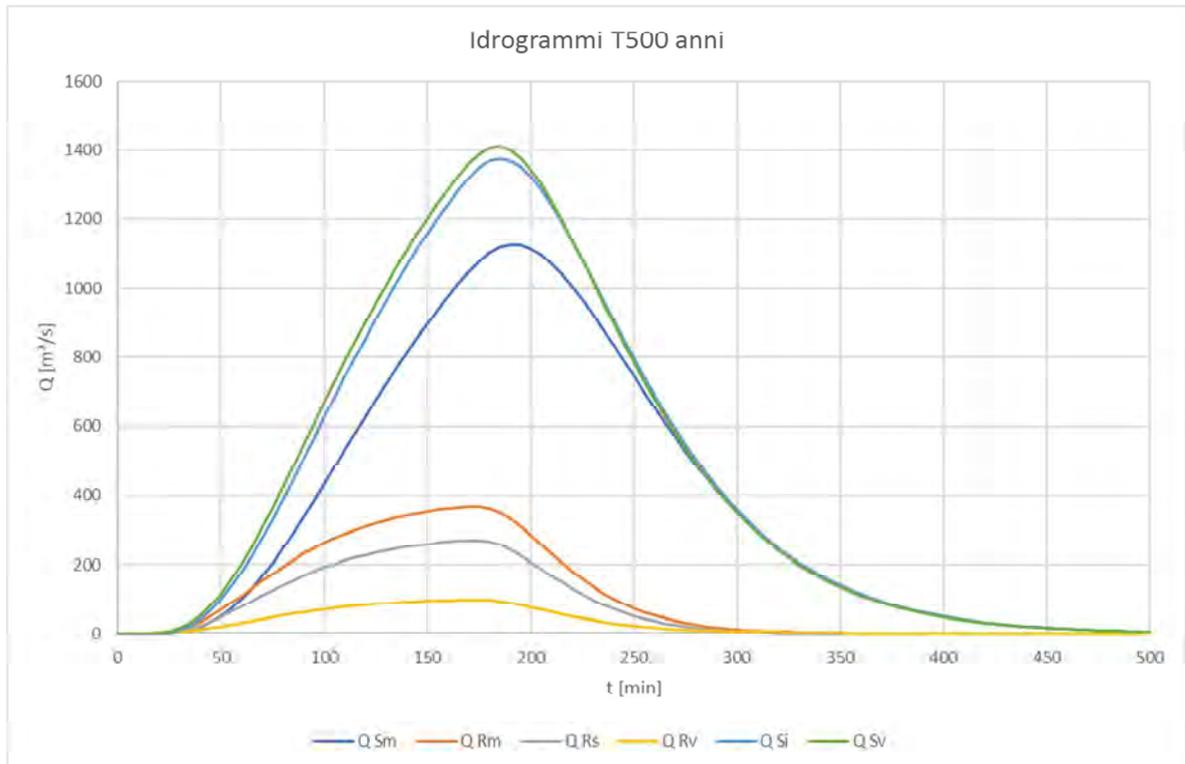
Figura 3: schema geometrico scolmatore e Riobasco

In tali condizioni sino al raggiungimento del livello di 0.5 m la portata transita interamente nel canale di sinistra (alveo Riobasco) con un valore massimo di 4 m³/s; superato tale valore la portata si distribuisce sui due canali secondo la seguente tabella.

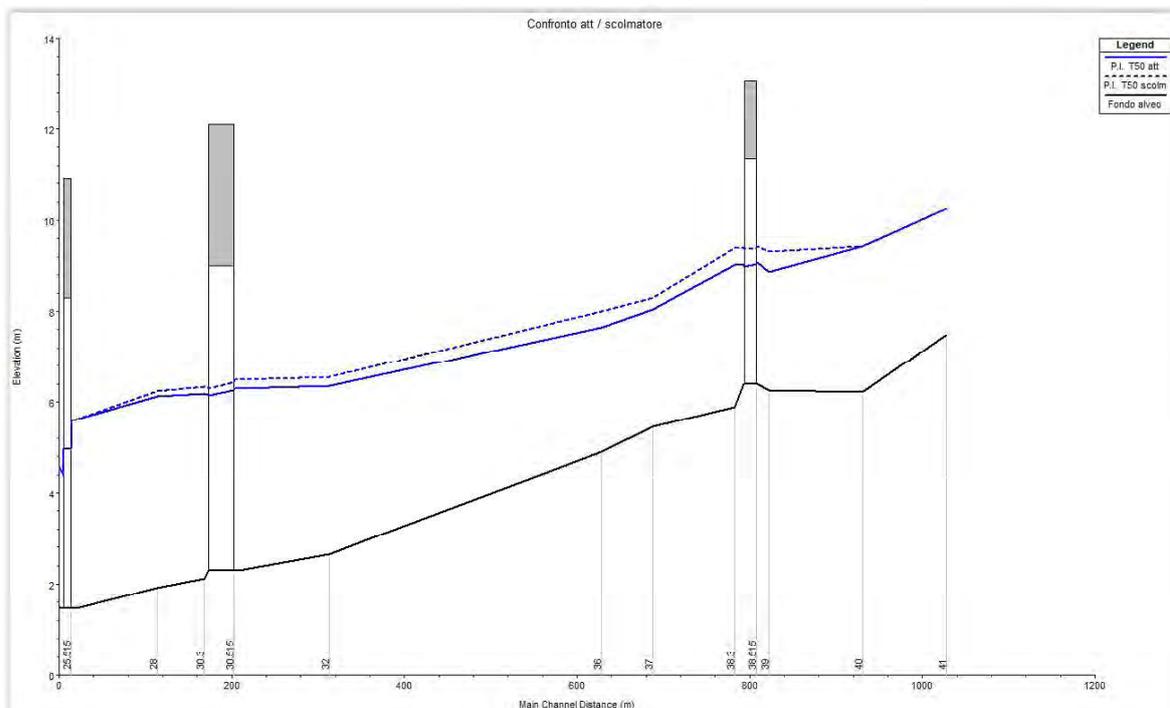
Q1 [m ³ /s]	Q2 [m ³ /s]	Qtot [m ³ /s]
4	0	4
18	32	50
32	68	100
44	106	150
57	144	200
69	181	250
81	219	300
87	238	325

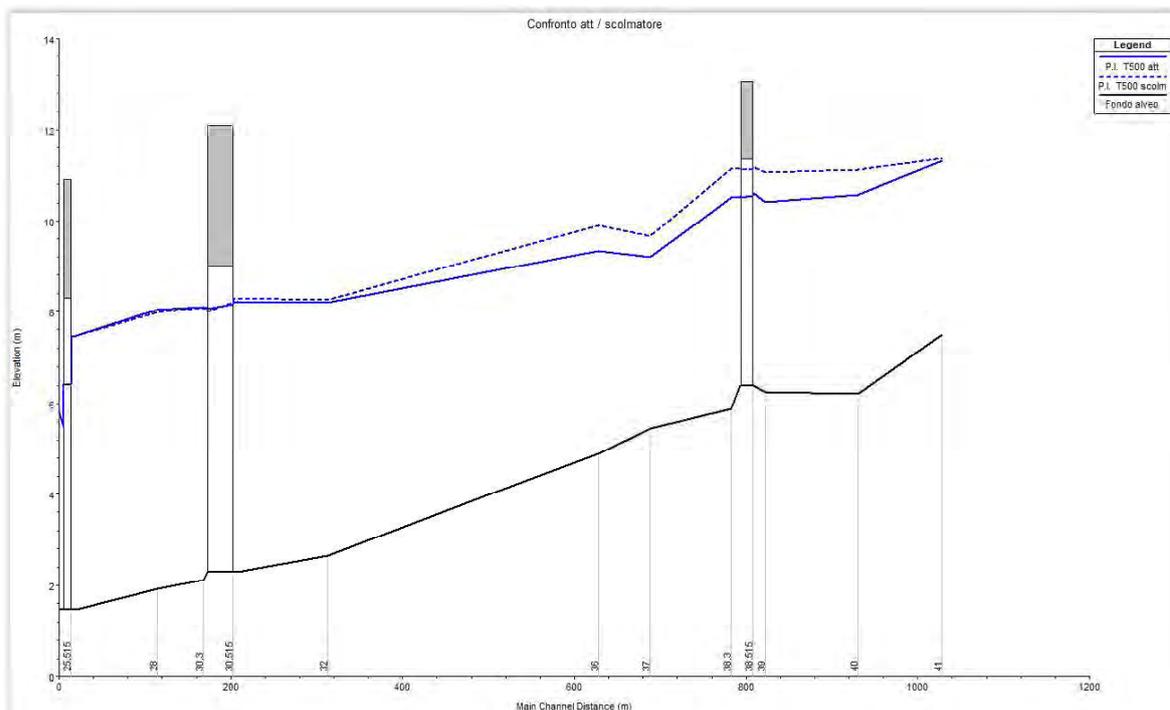
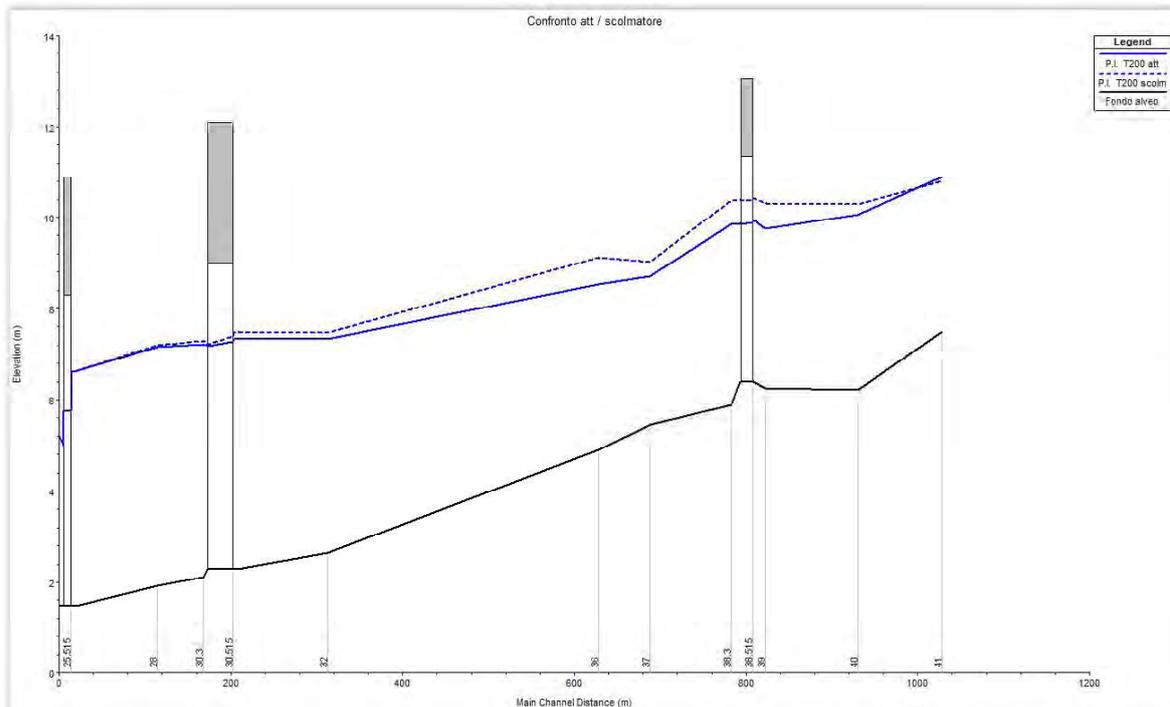
Nelle figure seguenti sono riportati gli idrogrammi di piena per il torrente Sansobbia, per il Riobasco e per lo scolmatore per tutti i nodi esaminati per i vari tempi di ritorno.





Nelle figure seguenti sono riportati i profili del torrente Sansobbia per i valori massimi della portata totale sul torrente Sansobbia per i tempi di ritorno T50, T200 e T500 anni sia nello stato attuale che nello stato di progetto dello scolmatore.





L'effetto della realizzazione dello scolmatore sul torrente Sansobbia è quello di un generale innalzamento del livello nel tratto compreso tra poco a monte del Ponte Pertini e la confluenza con l'alveo naturale del Riobasco (ponte ferroviario).

L'entità di tale innalzamento è dell'ordine di poche decine di centimetri con un massimo a cavallo del ponte Pertini di 0.4 m per la portata 50-ennale, di 0.6 m per la 200-ennale e di 0.6.m per la 500-ennale.

La realizzazione dello scolmatore implica quindi una revisione delle altezze degli argini del torrente Sansobbia nel tratto tra monte del ponte Pertini e l'attuale confluenza.

Committente:
Comune di Albisola
Superiore

Livello di Progetto:

Codice Progetto:
P034-21

Nome File:
P034-21-I-RE-IDR-001-A.

Titolo:
STUDIO IDRAULICO FINALIZZATO ALLA
RIPERIMETRAZIONE DELLE FASCE DI INONDABILITÀ DEL
TRATTO TERMINALE DEL TORRENTE RIOBASCO E DEL
TORRENTE SANSOBBIA IN COMUNE DI ALBISOLA
SUPERIORE.

Oggetto:
RELAZIONE IDRAULICA INTEGRATIVA
Risposta alla lettera della Regione Liguria
Fasc. 2018/G13.125/4-1

Firme:



Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Aprr.	Data
A	Prima emissione	MI	20/04/2021	DR	20/04/2021

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. PERIMETRAZIONE DELLE FASCE DI INONDABILITÀ DEL TRATTO TERMINALE DEI TORRENTI SANSOBBIA E RIOBASCO NELLO STATO ATTUALE E INDIVIDUAZIONE DEGLI AMBITI NORMATIVI.....	4
2.1 BASE TOPOGRAFICA	4
2.2 MODELLAZIONE IN ALVEO (DOMINIO 1D)	4
2.2.1 Modellazione adottata per i ponti sul torrente Sansobbia, e per i ponti e la tombinatura sul torrente Riobasco	4
2.2.1.1 <i>Carenza di franco</i>	4
Richiesta	4
2.2.1.2 <i>Codice di calcolo per ponti e tombinature</i>	5
2.2.1.3 <i>Attendibilità dei risultati</i>	7
2.2.2 Modellazione monodimensionale in moto permanente dei tratti terminali dei torrenti Sansobbia e Riobasco.....	10
2.3 MODELLAZIONE DELLE AREE INONDABILI (DOMINIO 2D).....	10
2.3.1 Modellazione idraulica	10
2.3.2 Sottopassi stradali e pedonali	13
2.3.3 Aggiornamento proposta perimetrazione	14
3. COERENZA TRA IL RECENTE STUDIO IDRAULICO RELATIVO ALLO STATO ATTUALE E LO STUDIO DI FATTIBILITÀ DELLO SCOLMATORE DEL TORRENTE RIOBASCO – VERSIONE 2018: SULLA BASE DEGLI APPROFONDIMENTI DEL PRECEDENTE PUNTO A, AGGIORNARE LE VALUTAZIONI SEGUENTI.....	16
3.1 CONFRONTO STUDI.....	16
3.2 FUNZIONAMENTO DELLO SCOLMATORE	17

Allegati:

ALLEGATO A: Verifiche idrauliche Sansobbia e Riobasco

ALLEGATO B: Confronto risultati Piano di Bacino – studio scolmatore 2018 – studio idraulico 2021

ALLEGATO 1: Mappatura tiranti massimi T200 anni piena Basco Q_{max} stato attuale

ALLEGATO 2: Mappatura velocità massime T200 anni piena Basco Q_{max} stato attuale

ALLEGATO 3: Mappatura tiranti massimi T200 anni piena Basco Q_{max} stato attuale – ostruzione sottopassi

ALLEGATO 4: Mappatura velocità massime T200 anni piena Basco Q_{max} stato attuale – ostruzione sottopassi

ALLEGATO 5: Mappatura tiranti massimi T200 anni piena Basco Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 6: Mappatura velocità massime T200 anni piena Basco Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 7: Mappatura tiranti massimi T200 anni piena Basco V_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 8: Mappatura velocità massime T200 anni piena Basco V_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 9: Mappatura tiranti massimi T200 anni piena Sansobbia Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 10: Mappatura velocità massime T200 anni piena Sansobbia Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 11: Mappatura tiranti massimi T50 anni piena Basco Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 12: Mappatura velocità massime T50 anni piena Basco Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 13: Mappatura tiranti massimi T50 anni piena Sansobbia Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 14: Mappatura velocità massime T50 anni piena Sansobbia Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 15: Mappatura tiranti massimi T500 anni piena Basco Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 16: Mappatura velocità massime T500 anni piena Basco Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 17: Mappatura tiranti massimi T500 anni piena Sansobbia Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 18: Mappatura velocità massime T500 anni piena Sansobbia Q_{max} stato attuale – ostruzione ponti e sottopassi

ALLEGATO 19: Mappatura inviluppo tiranti massimi T50 anni

ALLEGATO 20: Mappatura inviluppo velocità massime T50 anni

ALLEGATO 21: Mappatura inviluppo tiranti massimi T200 anni

ALLEGATO 22: Mappatura inviluppo velocità massime T200 anni

ALLEGATO 23: Mappatura inviluppo tiranti massimi T500 anni

ALLEGATO 24: Mappatura inviluppo velocità massime T500 anni

Appendici:

APPENDICE 1: Metodologie di calcolo attraversamenti e tombini chiusi Infoworks.

Elaborati grafici

P034-21-I-DI-IDR-001: Mappatura aree inondabili

1. PREMESSA

Il Comune di Albisola Superiore ha presentato nel luglio 2019 alla Regione Liguria, Dipartimento Territorio e Ambiente Infrastrutture e Trasporti, Settore Assetto del Territorio, lo studio idraulico redatto da ITEC finalizzato alla ripermimetrazione delle fasce di inondabilità del tratto terminale dei torrenti Sansobbia e Riobasco.

Nel maggio 2020 la Regione ha inviato al Comune di Albisola Superiore una lettera Prot. N. PG/2020/149891 contenente alcune osservazioni e richieste di integrazione relative all'adozione della variante di aggiornamento del quadro della pericolosità idraulica.

Il Comune ha provveduto quindi a rispondere a tali richieste con una apposita relazione integrativa del luglio 2020 contenente le risposte puntuali a ciascuna osservazione.

Nel novembre 2020 la Regione, con nota Prot. PG/2020/363197 del 5.11.2020, ha formulato ulteriori richieste di approfondimenti e integrazioni finalizzate alla redazione finale della ripermimetrazione delle aree inondabili.

Le osservazioni contenute in quest'ultima nota riguardano in particolare chiarimenti e approfondimenti in merito a:

A) Perimetrazione

- 1) base topografica adottata
- 2) modellazione in alveo (modello 1D)
- 3) modellazione delle aree inondabili (dominio 2D)

B) Coerenza con lo studio di fattibilità dello scolmatore del Riobasco

- 1) confronto dei risultati della modellazione in moto permanente per diversi scenari
- 2) valutazione del funzionamento dello scolmatore in termini di riduzione degli idrogrammi di piena per diversi tempi di ritorno:

Con riferimento alle indicazioni riportate in tale documento, di seguito si riportano le risposte a ciascuna osservazione con i relativi chiarimenti e approfondimenti.

2. PERIMETRAZIONE DELLE FASCE DI INONDABILITÀ DEL TRATTO TERMINALE DEI TORRENTI SANSOBBIA E RIOBASCO NELLO STATO ATTUALE E INDIVIDUAZIONE DEGLI AMBITI NORMATIVI

2.1 BASE TOPOGRAFICA

Richiesta

Base topografica adottata per la modellazione in alveo (dominio 1D) e delle aree inondabili (dominio 2D): verificare la coerenza tra la base topografica e lo stato attuale dei luoghi con opportune verifiche sulle quote nelle aree perifluviali dei torrenti Sansobbia e Riobasco lungo le principali direttrici di deflusso fuori alveo, tra cui Loc. Calcinara, Via Turati, Corso Mazzini, Via dei Levantini, Via dei Corradi, Via Garibaldi, Via della Rovere, Via Casarino.

Chiarimento

Sono state ricontrollate le quote assunte nella modellazione mediante confronto tra la superficie del DTM a maglia 1x1 m del Ministero dell'Ambiente, le sezioni e le quote riportate nel Piano di Bacino del Sansobbia e i diversi rilievi disponibili.

Al fine di aumentare ulteriormente la precisione del modello, sono stati acquisiti ulteriori rilievi di dettaglio di aree specifiche, messi a disposizione dal Comune di Albisola Superiore tramite i diversi operatori che hanno presentato nel periodo più recente pratiche edilizie.

I rilievi riguardano in particolare:

- rilievo area in sponda destra Riobasco a valle della tombinatura prospiciente la sede comunale ();
- rilievo planoaltimetrico dell'area verde compresa tra via Nino Bixio e Via Casarino ();
- Planimetria generale dell'area in sponda sinistra del Sansobbia compresa tra via Gervasio e via delle Fascine ()

2.2 MODELLAZIONE IN ALVEO (DOMINIO 1D)

2.2.1 Modellazione adottata per i ponti sul torrente Sansobbia, e per i ponti e la tombinatura sul torrente Riobasco

2.2.1.1 Carenza di franco

Richiesta

Analizzare gli effetti della carenza di franco idraulico mediante opportune riduzioni della sezione utile come effettuato nel PdB vigente, in coerenza con gli indirizzi e i criteri regionali in materia di pianificazione di bacino, fermo restando il coefficiente di scabrezza in alveo $n = 0.035 [s/m^{1/3}]$;

Chiarimento

In base alla modellazione di Infoworks sono stati individuati i ponti che, pur consentendo il deflusso della portata di piena 200-ennale, presentano franchi idraulici inferiori a quelli di norma.

Per tali manufatti si è allora definito un grado di ostruzione da inserire nella modellazione idraulica finalizzata alla perimetrazione delle aree inondabili.

Essi risultano la passerella pedonale in ferro sul Riobasco a monte dell'autostrada e ponte in muratura ad arco sempre sul Riobasco a valle della sede comunale.

Il grado di ostruzione è stato valutato in funzione del tipo di ponte (campata unica, con pile in alveo, ecc.) e dell'entità del franco residuo in rapporto a quello indicato alla normativa.

Il primo manufatto è una struttura in acciaio a due campate da 12 m ciascuna, con una pila centrale sottile in alveo, con un franco di soli 0.2 m rispetto all'intradosso. Per tale manufatto è stato pertanto assunto un grado di ostruzione pari al 20%, corrispondente ad un restringimento della sezione di 4.8 m.

Il secondo è un ponte ad arco in muratura della larghezza di 10 m circa alla base, con una luce libera di 5 m circa sulla sommità dell'arco; il franco è pari a 1.3 m rispetto alla sommità dell'arco e di 0.5 m circa ai lati. Per tale manufatto è stato pertanto assunto un grado di ostruzione pari al 10%, corrispondente ad un restringimento della sezione di 1.0 m.

A favore di sicurezza la modellazione è stata effettuata nella condizione che prevede l'assunzione del coefficiente di scabrezza in alveo peggiore e la concomitanza delle due ostruzioni.

In Allegato A sono riportati i risultati delle verifiche idrauliche in moto permanente gradualmente variato del rio Basco e del torrente Sansobbia con tali ostruzioni per i tempi di ritorno di 50, 200 e 500 anni.

Essi mostrano un lieve incremento delle quota del pelo libero con relativo modesto aumento delle portate di esondazione rispetto al caso di assenza di ostruzioni.

2.2.1.2 Codice di calcolo per ponti e tombinature

Richiesta

Chiarire in dettaglio la modellazione idraulica sviluppata con il codice di calcolo relativamente ai ponti e alla tombinatura nelle diverse configurazioni di funzionamento (deflusso a pelo libero/luce di fondo/stramazzo, in pressione, misto, ecc.);

Chiarimento

Il dominio 1D (alveo, ponti, tombinature, confluenza,...) è stato modellato con il software Infoworks ICM¹, che consente un immediato collegamento con la modellistica bidimensionale.

Il programma consente la simulazione del deflusso attraverso ponti e tombinature (*bridge and culvert*) mediante la loro schematizzazione geometrica (impalcato, pile, setti, ecc.).

La procedura di calcolo utilizzata consente di simulare il deflusso a pelo libero al di sotto dell'impalcato, il deflusso in pressione al di sotto dell'impalcato e la combinazione del deflusso in pressione e del deflusso con scavalco dell'impalcato stesso (funzionamento a stramazzo).

Per il deflusso a pelo libero il modello consente la scelta fra diversi metodi di calcolo quali il metodo del bilancio energetico (*Standard step method*), il metodo dei momenti (*Momentum Balance*), la formula di Yarnell per correnti lente.

Il funzionamento in pressione è simulato mediante la formulazione propria dell'efflusso da luce:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

dove $Q[m^3/s]$ è la portata defluita attraverso la luce di area $A[m^2]$, $H[m]$ è il dislivello tra il carico totale di monte ed il pelo libero a valle e C è il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il programma prevede la messa in pressione della struttura quando, secondo la scelta dell'utente, il carico totale o la quota del pelo libero risultano superiori alla quota dell'intradosso dell'impalcato.

Il funzionamento a stramazzo è simulato attraverso la formulazione standard:

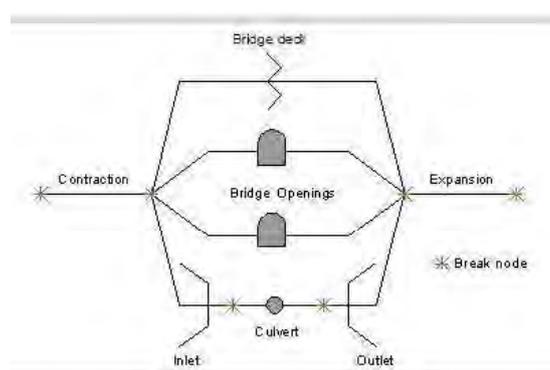
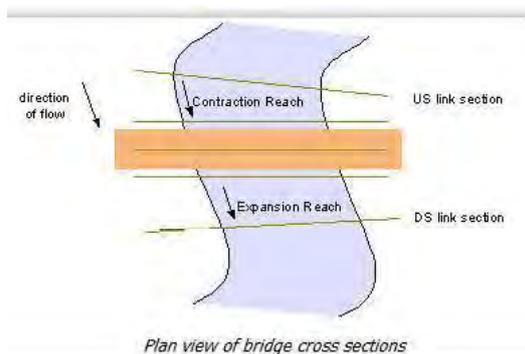
$$Q = C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

dove $Q[m^3/s]$ è la portata defluita sulla soglia di larghezza $L[m]$ e $H[m]$ è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e C è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia.

Nel caso di funzionamento combinato di moto in pressione con scavalco del ponte (stramazzo) l'entità delle portate stramazze e defluite al di sotto dell'impalcato viene determinata attraverso una procedura iterativa combinando le equazioni che regolano i due fenomeni.

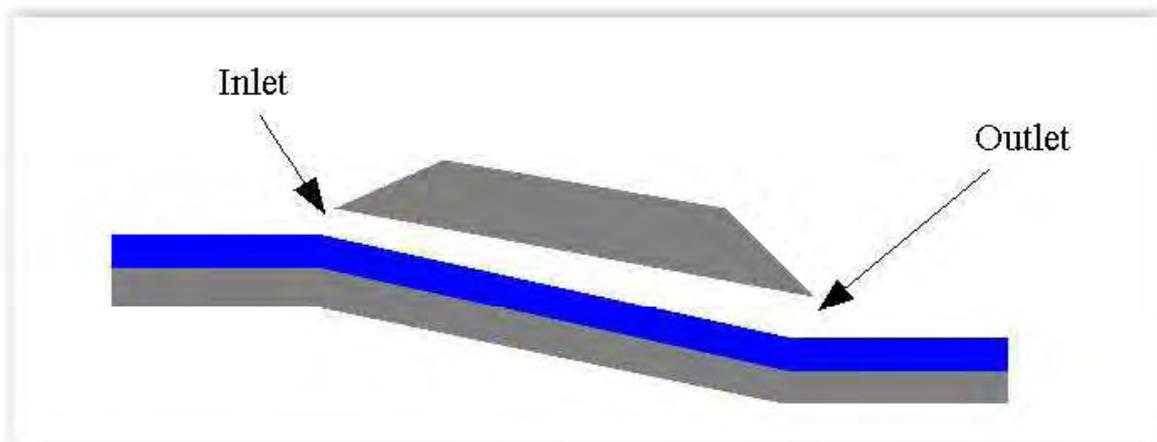
I ponti vengono simulati con 5 sezioni (sezione di monte, sezione estremità di monte del manufatto, sezione centrale del manufatto, sezione di valle del manufatto e sezione di valle) secondo lo schema riportato nella figura seguente. Il tratto fluviale del ponte viene collegato ai tratti fluviali di monte e valle attraverso due nodi (junctions) in corrispondenza delle sezioni di estremità.

¹ Infoworks ICM HR Wallingford Innovyze.



In InfoWorks i nodi (junctions) vengono risolti imponendo l'uguaglianza dei carichi e la conservazione della massa (equilibrio tra portate entranti e uscenti) applicando la legge di Kirchoff alle portate.

Le tombinature (*culvert*) vengono simulati con le usuali leggi dell'idraulica a pelo libero e/o in pressione mediante la suddivisione in tre elementi costituiti da: sezione di imbocco di monte, tratto tombinato, sezione di sbocco di valle ed il calcolo delle relative perdite di carico.



In Appendice 1 sono riportate le metodologie di calcolo sia degli attraversamenti (bridge) sia dei tombini chiusi (culvert) utilizzate dal programma di calcolo Infoworks.

2.2.1.3 Attendibilità dei risultati

Richiesta

Verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti con il codice di calcolo, confrontandoli, per alcune configurazioni significative, con i risultati di semplici calcoli idraulici eseguiti con schemi o soluzioni noti;

Chiarimento

Sono stati messi a confronto i risultati della modellazione con verifiche speditive di sezioni puntuali.

A titolo esemplificativo si riportano i risultati ottenuti nel caso delle due situazioni ritenute più significative, costituite dal ponte Pertini e dal ponte ferroviario per il Sansobbia e dalla tombinatura prospiciente la sede comunale per il Riobasco.

Le verifiche speditive nel caso dei ponti sul Sansobbia sono state effettuate mediante l'applicazione della formula di Yarnell, valida per l'attraversamento di ponti in corrente lenta espressa nella forma:

$$\frac{\Delta Y}{Y_0} = k_2 \cdot (k_2 - 0.6 + 5 \cdot Fr_0^2) \cdot (\alpha + 15 \cdot \alpha^4) \cdot Fr_0^2$$

dove

- ΔY [m] = sovrizzo provocato dalle pile;
 k_2 = coefficiente di forma delle pile;
 Y_0 [m] = profondità media della corrente a valle del ponte;
 Fr_0 = numero di Froude della corrente a valle del ponte;
 α = coefficiente di ingombro definito come rapporto tra l'area della sezione del ponte occupata dalle pile e l'area bagnata a monte del ponte (complemento a 1 del rapporto di contrazione r)

Nella tabella seguente sono riportati i risultati del calcolo semplificato per il ponte Pertini e il ponte ferroviario messi a confronto con i risultati del modello, per alcuni valori delle portate di deflusso (evento 50-ennale e 200-ennale, piena su Sansobbia).

		Ponte FS			Ponte Pertini		
		Valle	Monte	Monte	Valle	Monte	Monte
			Yarnell	Modello		Yarnell	Modello
T	anni	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Q	m ³ /s	706.00	706.00	706.00	540.00	540.00	540.00
Zf medio	m slm	2.00	2.00	2.00	7.00	7.00	7.00
Y	m	3.15	3.31	3.33	1.64	1.74	1.76
B	m	70.00	70.00	70.00	115.00	115.00	115.00
V	m/s	3.20	3.05	3.03	2.86	2.70	2.67
Fr	-	0.58	0.53	0.53	0.71	0.65	0.64
r	-	0.91	0.91	0.91	0.95	0.95	0.95
k2	-		0.90			0.90	
DY	m		0.16			0.10	
Zpl	m slm	5.15	5.31	5.33	8.64	8.74	8.76

		Ponte FS			Ponte Pertini		
		Valle	Monte	Monte	Valle	Monte	Monte
			Yarnell	Modello		Yarnell	Modello
T	anni	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00
Q	m ³ /s	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00
Zf medio	m slm	2.00	2.00	2.00	7.00	7.00	7.00
Y	m	3.47	3.67	3.65	2.38	2.47	2.48
B	m	70.00	70.00	70.00	115.00	115.00	115.00
V	m/s	3.50	3.31	3.33	3.11	2.99	2.98
Fr	-	0.60	0.55	0.56	0.64	0.61	0.60
r	-	0.91	0.91	0.91	0.95	0.95	0.95
k2	-		0.90			0.90	
DY	m		0.20			0.09	
Zpl	m slm	5.47	5.67	5.65	9.38	9.47	9.48

I risultati del calcolo semplificato sono confrontabili con quelli del modello

Per quanto riguarda il funzionamento in pressione della tombinatura il calcolo semplificato consiste nel calcolare la perdita di carico tra monte e valle e individuare quindi a partire dal livello noto di valle il livello dell'acqua a monte.

La formula utilizzata è quella generica del moto nella forma:

Dove n è il coefficiente di scabrezza di Manning, $A[m^2]$ è l'area della sezione, $R[m]$ il raggio idraulico e $Q[m^3/s]$ la portata.

La perdita di carico $DH[m]$ in un tratto di lunghezza $L[m]$ è ricavabile mediante la

$$DH=J \cdot L=k \cdot Q^2$$

Noto il carico nella sezione di monte si può poi facilmente risalire alla corrispondente quota del pelo libero mediante la formula del carico totale.

La tombinatura prospiciente le sede comunale ha una sezione variabile tra 12.2X3.4 m a 11.2x2.2 a monte, con la quota di fondo variabile tra 6.03 m slm a valle a 8.00 m slm a monte. una q dislivello valle in corrispondenza

Il calcolo delle perdite di carico è stato effettuato ricercando il valore equivalente di k come media tra quello nella sezione di valle e nella sezione di monte.

Come me valore di n è stato adottato il valore equivalente di 0.024 corrispondente a 0.03 per il fondo e 0.02 per le pareti e l'intradosso.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo per la portata complessiva di 180 m³/s, (corrispondente alla portata di deflusso della tombinatura in caso di evento 50-ennale) che risulta in pratica la massima portata smaltibile dalla tombinatura in pressione senza esondazioni a monte

		Tombinatura			
		Valle		Monte	Monte
				Calcolo	Modello
Q	m ³ /s	182.00		182.00	182.00
Z _f medio	m slm	6.00		7.95	7.95
Y	m	3.43		3.10	2.97
Z _{pl}	m slm	9.45		11.05	10.92
B	m	12.3		11.2	11.2
A	m ²	42.19		34.72	33.26
V	m/s	4.27		5.18	5.41
K		6.39 · 10 ⁻⁵			
H	m slm	10.36		12.43	12.41
DH	m		2.07		

Come risulta dalla tabella i risultati confermano la buona corrispondenza tra il modello e i calcoli più speditivi effettuati per verifica.

2.2.2 Modellazione monodimensionale in moto permanente dei tratti terminali dei torrenti Sansobbia e Riobasco

Richiesta

Aggiornare i risultati della modellazione monodimensionale in moto permanente dei tratti terminali dei torrenti Sansobbia e Riobasco, per i diversi tempi di ritorno 50, 200 e 500 anni, con il coefficiente di scabrezza in alveo più cautelativo $n = 0.035 [s/m^{1/3}]$, tenendo conto della riduzione della sezione utile dei ponti e della tombinatura di cui al punto A.2.a.i. Nei risultati, tra l'altro, si dovrà fornire evidenza dei seguenti aspetti:

- *individuazione delle opere interferenti (ponti, tombinatura) nelle tabelle e nelle rappresentazioni grafiche;*
- *legenda delle rappresentazioni grafiche;*

Chiarimento

I risultati sono stati aggiornati come richiesto, tenendo conto delle ostruzioni di cui al paragrafo 2.2.1.1.

In allegato A sono riportati i risultati con i profili e le tabelle di calcolo.

2.3 MODELLAZIONE DELLE AREE INONDABILI (DOMINIO 2D)

2.3.1 Modellazione idraulica

Richiesta

Approfondire la modellazione idraulica nella zona in sponda destra del torrente Riobasco a valle di Corso Italia (Loc. Calcinara), tenendo conto di alcuni elementi peculiari che possono influire sulla dinamica di esondazione quali strade strette, muri di varia altezza, manufatti agricoli (serre, ecc.), nonché eventuali fabbricati di recente edificazione;

Chiarimento

Come richiesto è stata effettuata una nuova modellazione con i nuovi rilievi disponibili.

In particolare, oltre ai rilievi già citati al paragrafo 2.1, sono stati utilizzati gli ulteriori rilievi messi a disposizione dal comune di Albisola Superiore.

In particolare è stata meglio definita la geometria dei luoghi della zona in sponda destra del Riobasco località Calcinara, utilizzando i rilievi e i progetti messi a disposizione:

- definendo meglio le viabilità presenti;
- inserendo i muri di confine lungo Via Eugenia, via Piave, Corso Italia, Via Fodrato, Via della Pace;
- inserendo i manufatti in fase di costruzione/demolizione tra Via Piave e Corso Italia;
- inserendo eventuali serre o manufatti agricoli.

Nelle foto seguenti sono riportati tali manufatti/viabilità meglio definiti nel dominio 2D del modello idraulico.

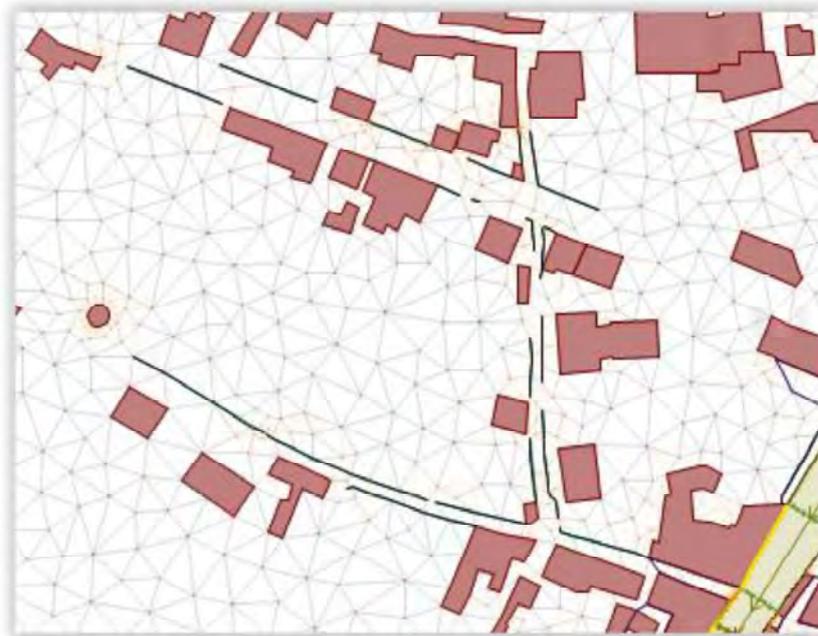


Figura 2.1 – Stralcio maglia di calcolo in località Calcinara



Figura 2.2 – Foto Via Eugenia



Figura 2.3 – Foto Via Piave



Figura 2.4 – Foto Edifici in costruzione tra Corso Italia e Via Piave

Negli Allegati 1 e 2 sono riportati i risultati con i nuovi rilievi per la portata 200-ennale nella configurazione Qmax e piena sul Riobasco.

2.3.2 Sottopassi stradali e pedonali

Richiesta

Considerato il ruolo rilevante dei sottopassi stradali (Via Mazzini, Via della Rovere/Via Casarino) e pedonali (Via S. Pietro) nella dinamica di esondazione della vasta area urbanizzata in sponda sinistra del torrente Sansobbia, a valle dei rilevati autostradale e ferroviario, valutare la sensitività dei risultati delle modellazioni idrauliche per i diversi tempi di ritorno rispetto ad opportuni scenari di occlusione degli stessi sottopassi;

Chiarimento

Nella relazione precedente era stata considerata una scabrezza maggiorata al fine di tener conto di irregolarità dovute appunto ad auto messe di traverso o simili.

Tuttavia, in risposta alla richiesta della Regione, si sono in questa fase considerate anche le ostruzioni dei sottopassi ferroviari, che costituiscono la sola via di comunicazione tra le aree di monte e quelle di valle del rilevato ferroviario.

Il sottopasso di Via San Pietro è stretto rispetto agli altri e ha all'imbocco i dissuasori per il solo passaggio pedonale, quindi si è ostruito completamente.

Gli altri due sono più larghi e senza ostacoli fissi, per cui si è proceduto alla loro ostruzione per una larghezza di 2.0 m per quello di Via Casarino (corrispondente grosso modo ad

un'auto ferma, ostruzione 30% circa) e 3.0 m per Via Mazzini (camion fermo, ostruzione 20% circa).

Negli Allegati 3 e 4 sono riportati a titolo di esempio i risultati per la sola portata 200-ennale nella configurazione Qmax e piena sul Riobasco, con i nuovi rilievi.

I risultati non sono comunque molto diversi da quelli già presentati nella precedente relazione.

2.3.3 Aggiornamento proposta perimetrazione

Richiesta

Aggiornare la proposta di ripermetrazione delle fasce di inondabilità e degli ambiti normativi, effettuando l'inviluppo delle mappature ottenute dalle modellazioni con coefficiente di scabrezza in alveo pari a $0.035 [s/m^{1/3}]$ e nelle aree esterne pari a $0.025 [s/m^{1/3}]$, e con la riduzione della sezione utile di cui al punto A.2.a.i, gli approfondimenti del punto A.3.a e gli eventuali aggiornamenti conseguenti al punto A.1, al variare dei seguenti parametri e scenari:

- *tipologia di idrogramma: Vmax, Qmax;*
- *portata al colmo di piena: Sansobbia (a monte della confluenza), Riobasco;*
- *occlusione dei sottopassi stradali e pedonali: configurazioni da valutare in base al precedente punto A.3.b;*

Chiarimento

Sulla base di tutte le considerazioni precedenti sono state quindi effettuate le modellazioni nelle seguenti condizioni:

- rilievi nuovi e/o aggiornati (vedi paragrafo 2.3.1)
- ostruzioni ponti (vedi paragrafo 2.2.1.1)
- ostruzione sottopassi pedonale e carrabili (vedi paragrafo 2.3.2)
- Ebvento 200-ennale con Qmax e piena sul Riobasco

Negli Allegato 5 e 6 sono riportati i risultati della modellazione (tiranti e velocità) in tali condizioni.

Al fine di valutare la differenza tra la condizioni Qmax e quella Vmax si è effettuata la modellazione per le stesse condizioni di cui sopra ma con l'idrogramma relativo alla condizione Vmax.

I risultati di tale modellazione sono riportati negli Allegati 7 e 8.

Il confronto tra i due casi esaminati conduce a ritenere più cautelativa l'assunzione della condizione Qmax rispetto alla Vmax.

Pertanto tutte le successive simulazioni per i vari tempi di ritorno e condizioni di portata sono state effettuate con gli idrogrammi relativi alla condizione Qmax.

Negli Allegati da Allegati da 9 a 18 sono riportate le mappature dei tiranti e delle velocità massimi per i diversi tempi di ritorno (50, 200, 500 anni) e configurazioni di portata (piena su Riobasco e piena su Sansobbia)

La mappatura corrispondente all'evento 200-ennale e piena su Riobasco è già riportata negli Allegati 5 e 6 citati in precedenza.

Gli Allegati dal 19 al 24 riportano invece gli inviluppi, per ciascun tempo di ritorno, dei tiranti e delle velocità.

Nella tavola allegata (IDR-001) è riportata quindi la proposta di mappatura finale con i relativi ambiti normativi.

L'estensione delle aree inondate risulta pressoché coincidente con quelle dei precedenti studi con un leggero incremento di fascia A a valle del rilevato ferroviario, a scapito della zona precedentemente indicata come BB, per effetto della maggiore entità dei volumi esondati.

3. COERENZA TRA IL RECENTE STUDIO IDRAULICO RELATIVO ALLO STATO ATTUALE E LO STUDIO DI FATTIBILITÀ DELLO SCOLMATORE DEL TORRENTE RIOBASCO – VERSIONE 2018: SULLA BASE DEGLI APPROFONDIMENTI DEL PRECEDENTE PUNTO A, AGGIORNARE LE VALUTAZIONI SEGUENTI

3.1 CONFRONTO STUDI

Richiesta

Confrontare i risultati delle modellazioni idrauliche in moto permanente dei tratti terminali dei torrenti Sansobbia e Riobasco per i periodi di ritorno 50, 200 e 500 anni relative a:

- *stato attuale senza scolmatore secondo il vigente PdB;*
- *stato attuale senza scolmatore secondo lo studio di fattibilità dello stesso – versione 2018;*
- *stato attuale senza scolmatore secondo il recente studio idraulico (cfr. punto A.2.b);*

Chiarimento

In Allegato B si riportano i confronti in forma grafica tra

1. profili del torrente Sansobbia per i periodi di ritorno 50, 200 e 500 anni relative a:
 - a. stato attuale senza scolmatore secondo il vigente PdB;
 - b. stato attuale senza scolmatore secondo lo studio di fattibilità dello stesso – versione 2018;
 - c. stato attuale senza scolmatore secondo il recente studio idraulico
2. profili del Riobasco per i periodi di ritorno 50, 200 e 500 anni relative a:
 - a. stato attuale senza scolmatore secondo il vigente PdB;
 - c. stato attuale senza scolmatore secondo il recente studio idraulico

Nello studio di fattibilità dello scolmatore del 2018 non era stato analizzata la parte terminale del Riobasco.

Il profilo delle verifiche del PdB (indicate con i pallini rossi) risulta minore di circa 0.5 m; ciò può essere dovuto al sovralluvionamento del fondo riscontrato dai rilievi topografici aggiornati rispetto alle sezioni più regolari riportate nelle verifiche di Piano.

Il profilo delle verifiche dello studio idraulico di dettaglio essendo collegato al dominio 2D tiene conto delle possibili esondazioni, per questo le quote del pelo libero del Riobasco nel tratto terminale risulta leggermente inferiore rispetto a quello del Piano di Bacino.

3.2 FUNZIONAMENTO DELLO SCOLMATORE

Richiesta

tenendo conto del recente studio idraulico relativo allo stato attuale, in analogia a quanto richiesto con nota Prot. n. PG/2018/39525, valutare il funzionamento dello scolmatore in progetto in termini di riduzione degli idrogrammi di portata per i vari periodi di ritorno e relativi incrementi ed effetti sul regime di deflusso nel tratto di torrente Sansobbia interessato.

Chiarimento

In analogia a quanto riportato nello *Studio di fattibilità variante scolmatore Riobasco in comune di Albisola Superiore*, redatto dalla scrivente a seguito della nota della Regione Liguria Settore Assetto del territorio Prot. N. PG/2018/39525 del 5/02/2018, di seguito si riportano i grafici degli idrogrammi di portata per i vari periodi di ritorno per i due corsi d'acqua e dello scolmatore.

Gli idrogrammi sono stati effettuati seguendo lo schema riportato nella figura seguente.

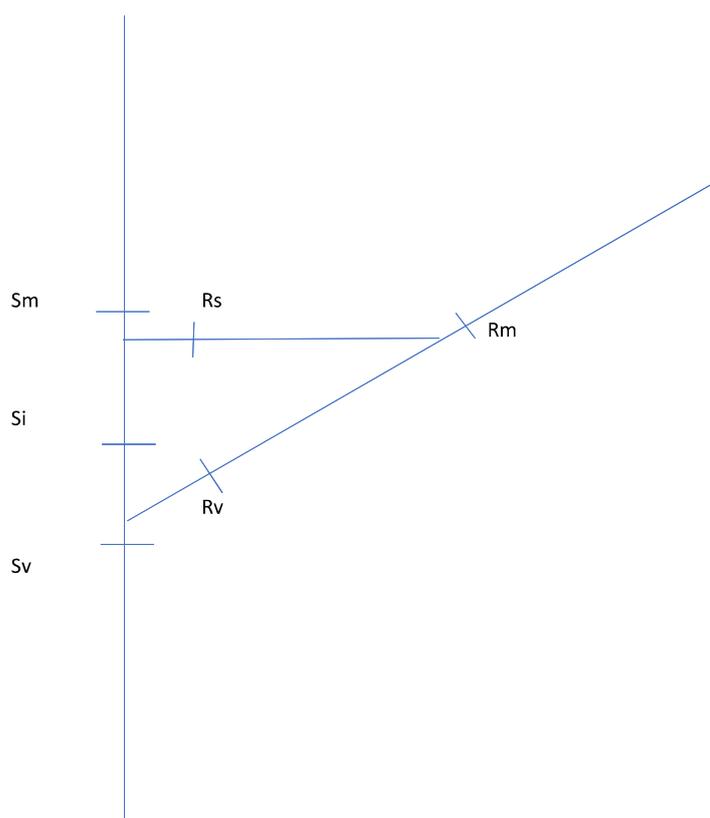


Figura 3.1: schema scolmatore con indicati i nodi idraulici

Data la geometria dell'opera di presa, il calcolo della suddivisione delle portate tra lo scolmatore e il tratto di valle del Riobasco è stato effettuato considerando una ripartizione secondo lo schema geometrico di seguito rappresentato, nell'ipotesi di attraversamento dello stato critico e di distribuzione uniforme delle velocità nelle due sezioni.

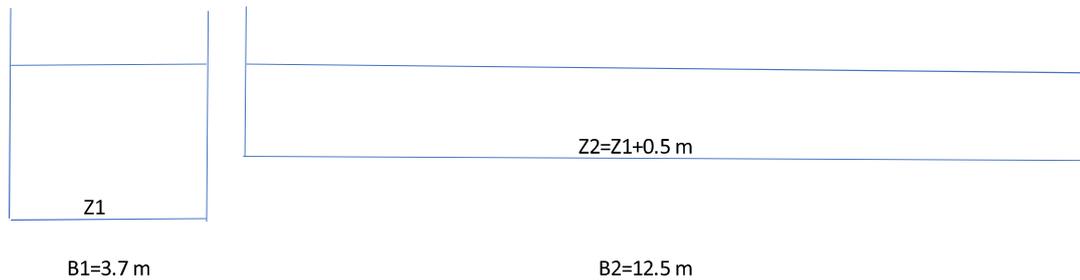
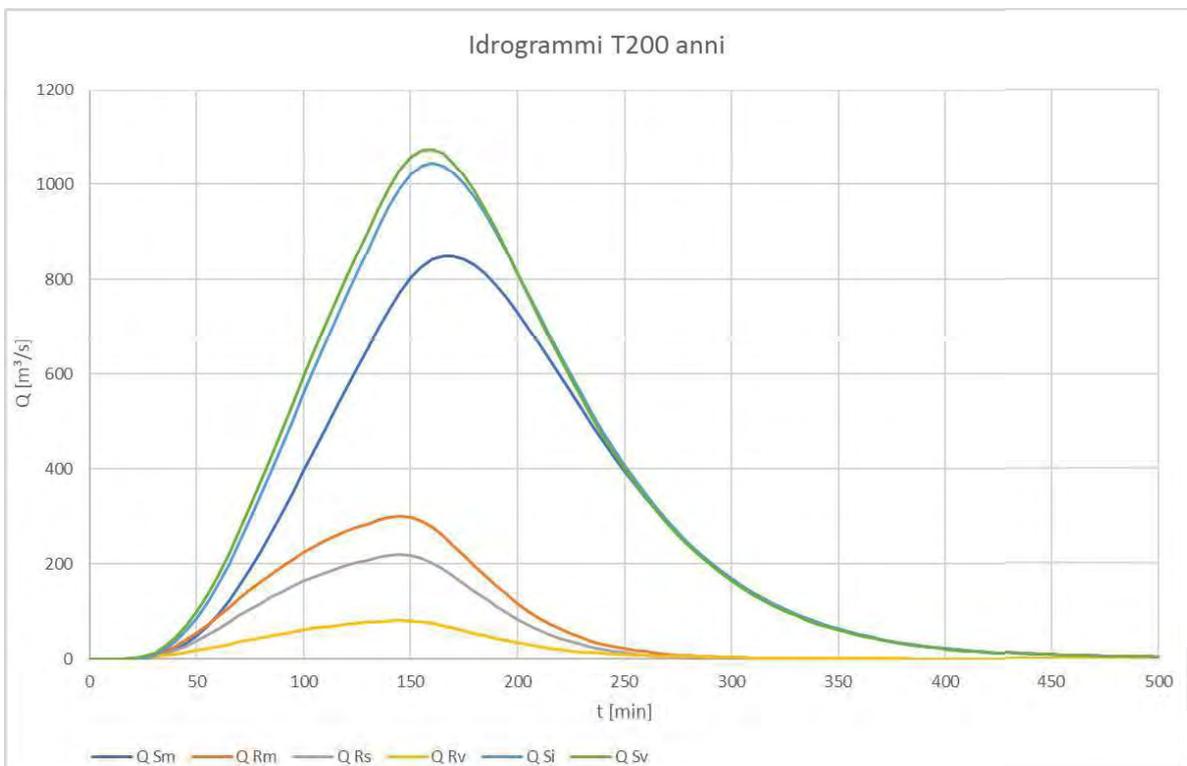
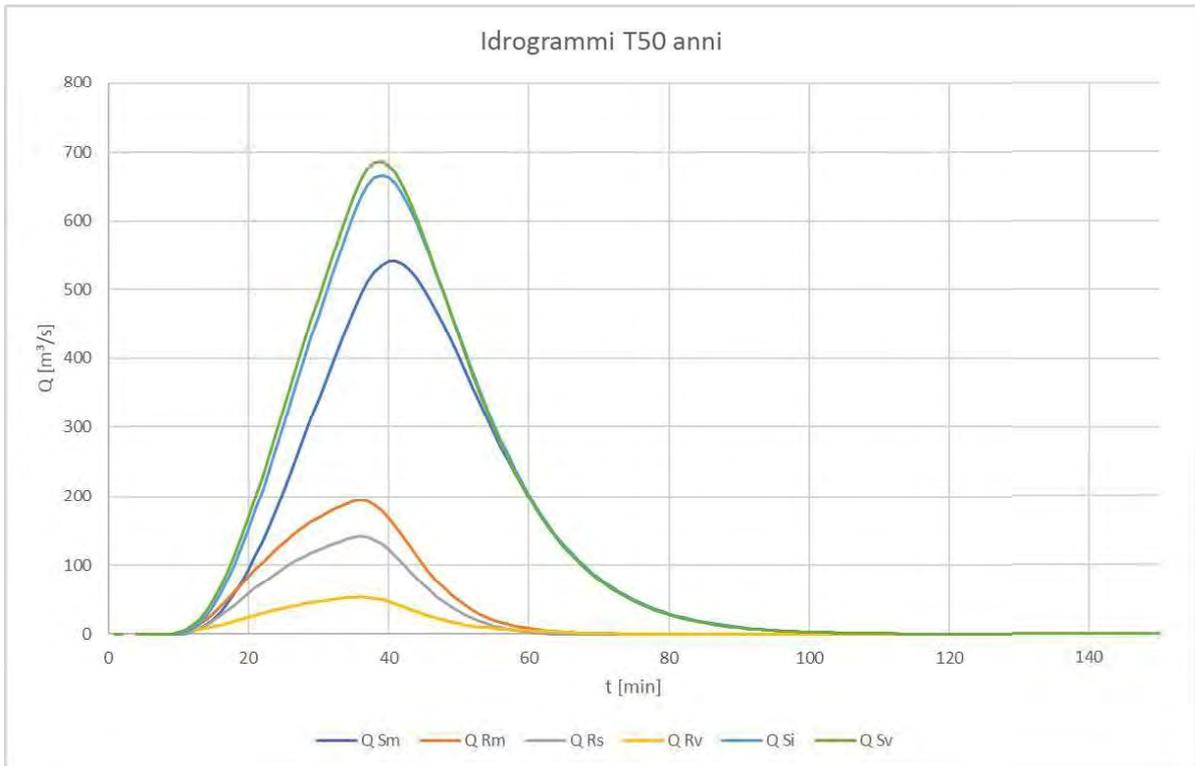


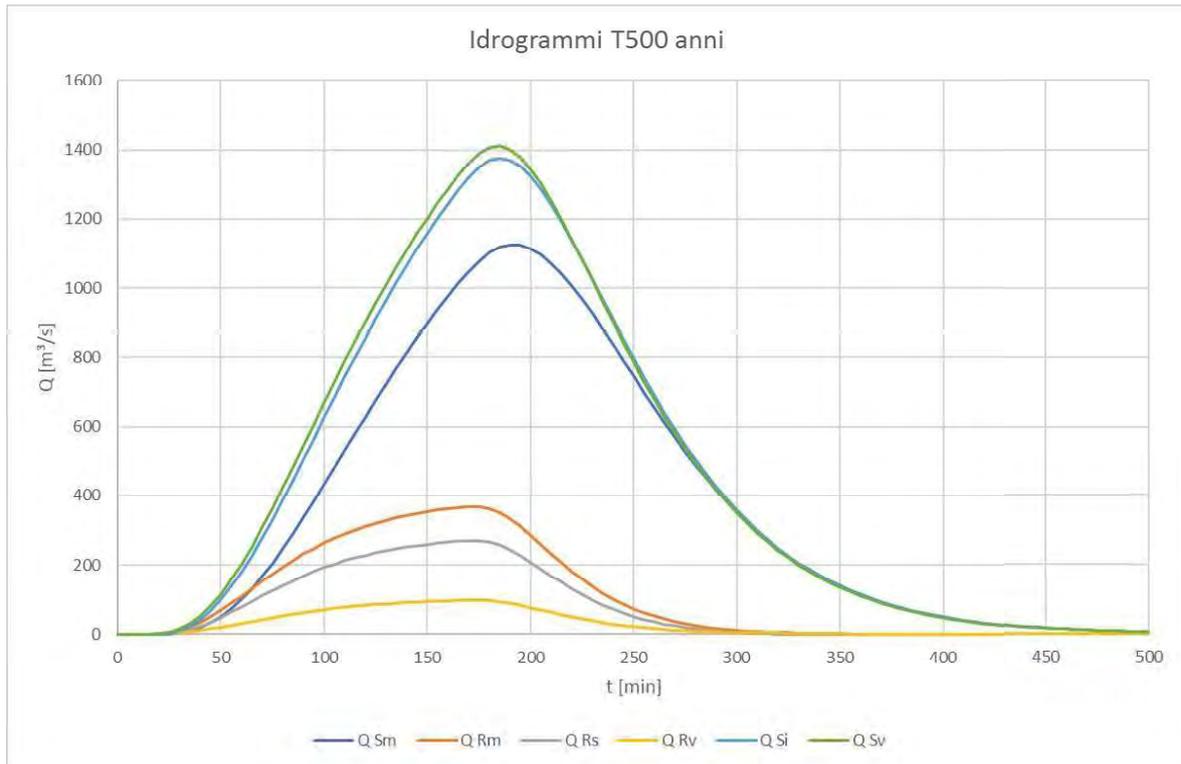
Figura 3.2: schema geometrico scolmatore e Riobasco

In tali condizioni sino al raggiungimento del livello di 0.5 m la portata transita interamente nel canale di sinistra (alveo Riobasco) con un valore massimo di 4 m³/s; superato tale valore la portata si distribuisce sui due canali secondo la seguente tabella.

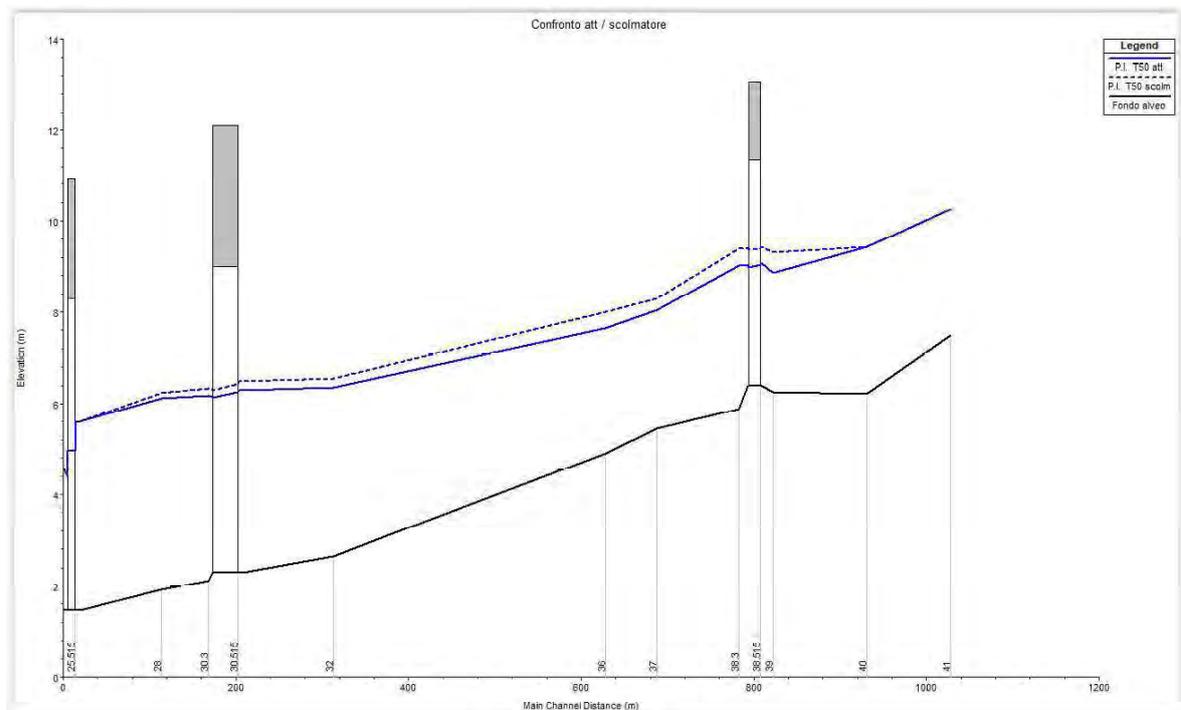
Q1 [m ³ /s]	Q2 [m ³ /s]	Qtot [m ³ /s]
4	0	4
18	32	50
32	68	100
44	106	150
57	144	200
69	181	250
81	219	300
87	238	325

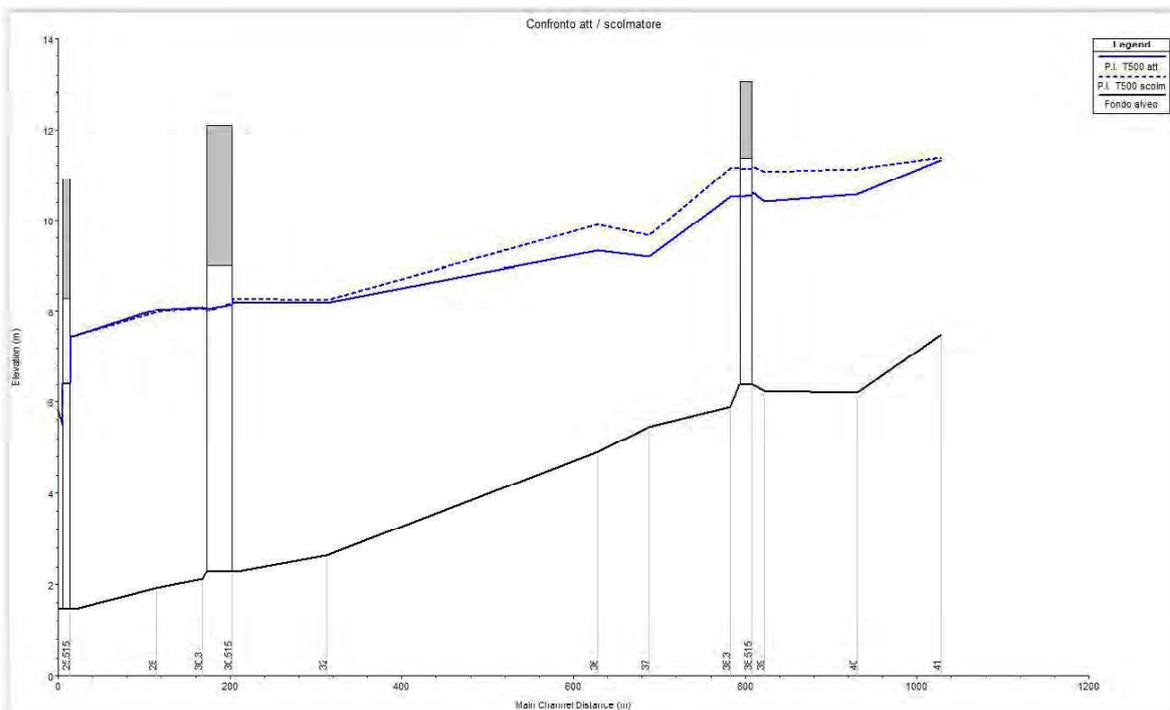
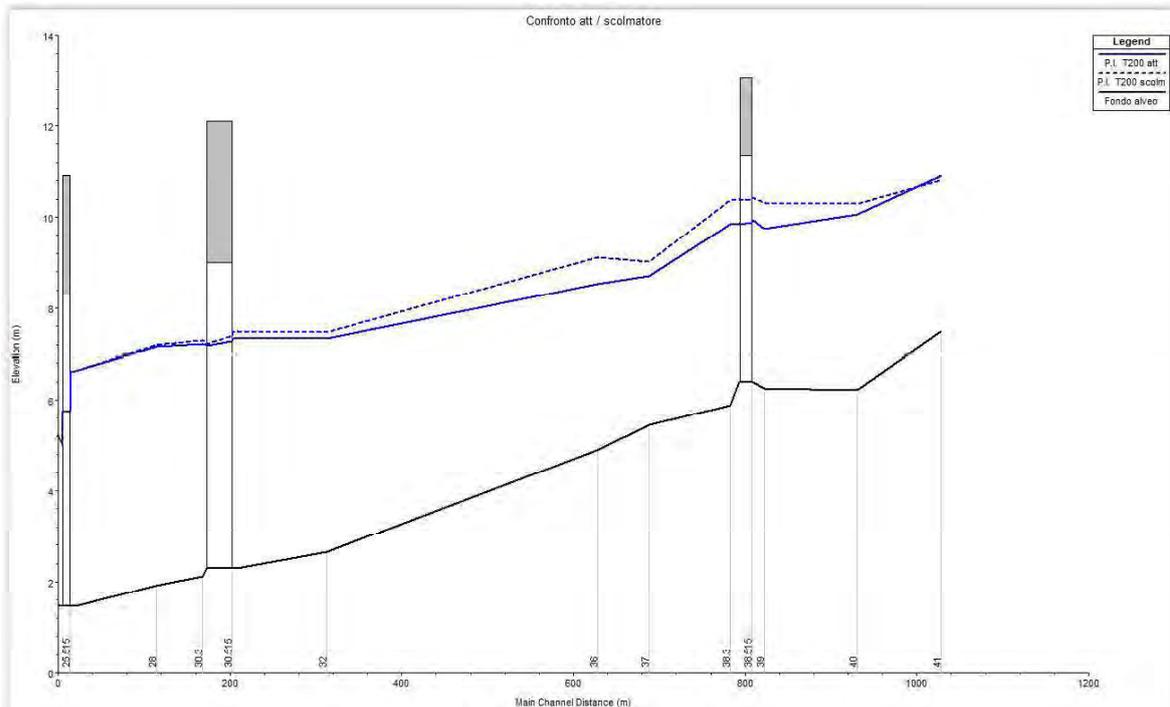
Nelle figure seguenti sono riportati gli idrogrammi di piena per il torrente Sansobbia, per il Riobasco e per lo scolmatore per tutti i nodi esaminati per i vari tempi di ritorno.





Nelle figure seguenti sono riportati i profili del torrente Sansobbia per i valori massimi della portata totale sul torrente Sansobbia per i tempi di ritorno T50, T200 e T500 anni sia nello stato attuale che nello stato di progetto dello scolmatore.



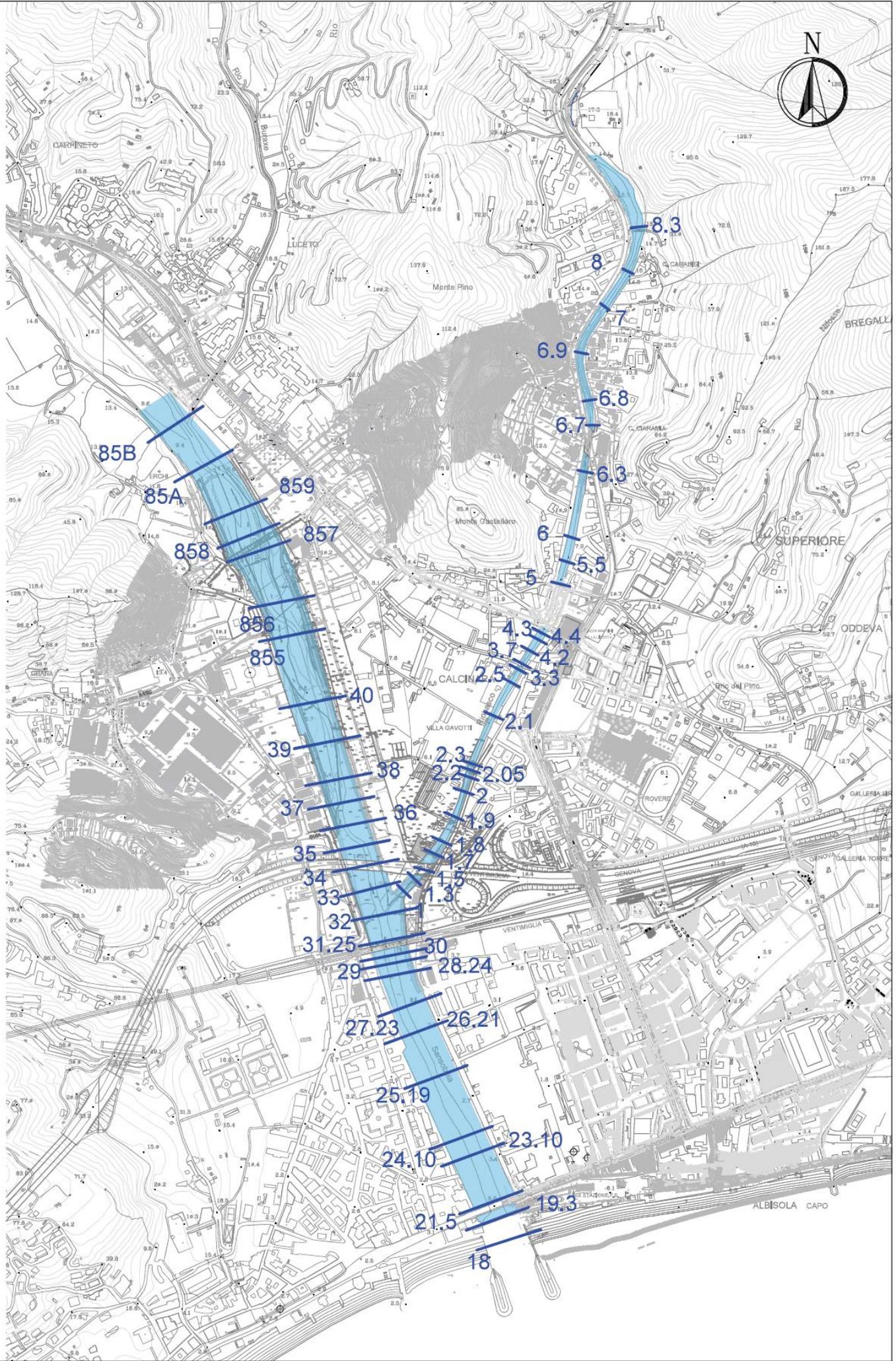


L'effetto della realizzazione dello scolmatore sul torrente Sansobbia è quello di un generale innalzamento del livello nel tratto compreso tra poco a monte del Ponte Pertini e la confluenza con l'alveo naturale del Riobasco (ponte ferroviario).

L'entità di tale innalzamento è dell'ordine di poche decine di centimetri con un massimo a cavallo del ponte Pertini di 0.4 m per la portata 50-ennale, di 0.6 m per la 200-ennale e di 0.6.m per la 500-ennale.

La realizzazione dello scolmatore implica quindi una revisione delle altezze degli argini del torrente Sansobbia nel tratto tra monte del ponte Pertini e l'attuale confluenza.

ALLEGATO A
Verifiche idrauliche Sansobbia e Riobasco



UBICAZIONE SEZIONI
CALCOLO IDRAULICO

SANSOBBIA

T=500 anni

Piena RioBasco

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m³/s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
0	85B	7.2	4.19	1111.5	0.82	11.39	4.52	12.4	9.3	11.4
98	85A	6.96	3.75	1111.9	0.95	10.71	4.80	11.9	10.5	11.1
203	859	6.43	3.71	1111.6	0.74	10.14	3.94	10.9	10.2	11.1
257	858	5.95	4.07	1111.6	0.66	10.02	3.45	10.6	8.9	12.3
293	857-ponte Pertini	5.78	4.15	1110.3	0.65	9.93	3.38	10.5	9.2	11.2
399	856	5.23	4.07	1111.3	0.81	9.30	4.52	10.3	10.0	9.7
464	855	4.74	4.24	1106.7	0.78	8.98	4.43	10.0	9.5	7.6
603	SM40	3.77	4.61	1072.3	0.70	8.38	4.40	9.4	7.1	6.1
686	SM39	3.51	4.55	1013.4	0.76	8.06	4.52	9.1	6.6	5.6
762	SM38	3.57	4.14	980.8	0.93	7.71	4.70	8.8	5.9	5.7
804	SM37	2.85	4.79	968.5	0.74	7.64	4.26	8.5	5.5	13.3
852	SM36	2.48	5.09	950.6	0.61	7.57	3.93	8.3	3.9	17.1
896	SM35	2.27	5.01	1011.0	0.71	7.28	4.29	8.2	4.4	7.2
938	SM34-ponte Autostrada	2.07	4.85	1054.3	0.85	6.92	4.80	8.1	8.5	7.9
983	SM33	1.89	4.86	1054.3	1.00	6.75	4.21	7.7	6.9	11.0
1037	SV32	1.38	5.37	1353.2	1.77	6.75	3.79	7.5	5.8	5.5
1088	SV31_25	1.34	5.09	1357.4	0.74	6.43	4.49	7.5	10.7	7.0
1102	SV30_ponte FS	1.29	5.04	1356.9	1.04	6.33	6.27	8.3	8.7	9.8
1117	SV29	1.24	4.99	1355.6	0.76	6.23	4.71	7.4	12.5	5.2
1133	SV28_24	1.22	4.96	1345.3	0.77	6.18	4.61	7.3	8.0	5.2
1156	SV27_23e24	1.22	4.84	1330.9	0.78	6.06	4.68	7.2	8.0	5.2
1219	SV26_21	1.35	4.39	1301.7	0.80	5.74	4.72	6.9	7.8	5.1
1273	SV25_19	1.19	4.37	1284.3	0.73	5.56	4.30	6.5	7.5	5.0
1368	SV24_15	0.64	4.69	1266.0	0.61	5.33	3.82	6.1	7.2	5.0
1498	SV23_10	0.42	4.50	1260.5	0.62	4.92	3.88	5.7	6.7	5.0
1534	SV22_9	0.42	4.29	1260.5	0.72	4.71	4.26	5.6	6.2	5.0
1633	SV21_5-Aurelia	0.41	3.67	1260.4	0.88	4.08	4.97	5.3	5.6	5.6
1667	SV19_3-passerella	0.38	3.45	1259.0	0.95	3.83	5.15	5.2	5.5	3.0
1712	SV18	0.32	3.13	1250.6	1.00	3.45	5.38	4.9	3.0	3.0

RIOBASCO

T=500 anni

Piena RioBasco

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m³/s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
194	8.3	12.6	4.01	431.5	0.93	16.61	4.69	17.7	15.92	15.5
284	8.0	11.78	4.10	349.3	1.11	15.88	6.51	18.0	14.85	14.2
366	7.0	10.54	4.73	351.9	1.02	15.27	5.09	16.6	13.44	12.8
467	6.9	8.82	6.03	357.7	0.66	14.85	4.71	15.9	12.12	11.7
561	6.8	9.46	5.21	326.9	0.62	14.67	4.28	15.6	12.72	11.7
611	6.7-attravers. via Ciamea/via Alessandria	9.49	4.83	312.8	0.81	14.32	5.19	15.7	13.11	13.6
702	6.3	8.93	4.58	302.3	0.90	13.51	5.48	15.0	13.89	12.7
832	6.0	8.43	4.30	266.5	0.85	12.73	4.76	13.9	10.97	10.3
879	5.5	8.23	4.14	296.0	0.84	12.37	4.96	13.6	10.62	10.7
924	5-imbocco tomb. Comune	7.77	4.35	265.0	1.00	12.12	5.85	13.7	11.63	10.4
1026	4.4-sbocco tomb. Comune	5.67	4.59	266.4	0.84	10.26	5.24	11.5	12.81	6.3
1041	4.3	5.61	4.65	271.0	0.69	10.26	4.29	11.2	9.60	8.6
1068	4.2	5.32	4.84	260.1	0.82	10.16	4.12	11.0	9.51	10.0
1097	3.7-ponte ad arco	5.24	4.55	259.6	1.08	9.79	5.95	11.6	19.25	13.3
1110	3.3	4.88	4.74	259.2	0.95	9.62	5.88	11.4	18.20	12.4
			4.74	259.2	0.95	9.62	5.88	11.4		
1139	2.5	4.81	4.56	259.2	0.82	9.37	4.98	10.6	10.84	9.5
1211	2.1	4.4	4.14	245.2	1.07	8.54	5.96	10.3	10.97	7.6
1313	2.3	3.51	4.01	227.8	2.08	7.52	5.41	8.7	9.18	7.2
1326	2.2	2.52	5.14	227.5	0.68	7.66	4.19	8.3	5.91	5.5
1339	2.1	2.5	5.08	221.5	0.78	7.58	4.72	8.4	5.63	7.0
1369	2.0	2.42	5.22	217.8	1.47	7.64	4.26	8.2	6.21	6.9
1421	1.9	2.06	5.14	232.7	0.93	7.20	5.06	8.0	4.88	6.5
1475	1.8	2	5.17	256.3	0.77	7.17	3.75	7.6	5.28	7.2
1503	1.7-pass ferro	1.8	5.31	262.3	1.04	7.11	3.65	7.5	4.60	7.7
1540	1.5-ponte autostrada	1.68	5.58	258.1	0.80	7.26	2.10	7.4	6.78	4.2
1566	1.3	1.4	5.51	258.7	0.66	6.91	3.46	7.5	5.42	3.0
1599	1.0	1.22	5.53	300.5	0.58	6.75	3.16	7.3	6.11	7.4

SANSOBBIA

T=500 anni

Piena Sansobbia

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m³/s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
0	85B	7.2	4.22	1127.0	0.83	11.42	4.54	12.5	9.3	11.4
98	85A	6.96	3.78	1126.9	0.95	10.74	4.82	11.9	10.5	11.1
203	859	6.43	3.74	1126.8	0.74	10.17	3.96	11.0	10.2	11.1
257	858	5.95	4.10	1126.8	0.65	10.05	3.47	10.7	8.9	12.3
293	857-ponte Pertini	5.78	4.17	1125.6	0.65	9.95	3.40	10.5	9.2	11.2
399	856	5.23	4.09	1126.6	0.81	9.32	4.54	10.4	10.0	9.7
464	855	4.74	4.26	1122.0	0.77	9.00	4.46	10.0	9.5	7.6
603	SM40	3.77	4.62	1086.0	0.71	8.39	4.44	9.4	7.1	6.1
686	SM39	3.51	4.56	1025.9	0.76	8.07	4.56	9.1	6.6	5.6
762	SM38	3.57	4.14	993.6	0.93	7.71	4.77	8.9	5.9	5.7
804	SM37	2.85	4.77	980.9	0.73	7.62	4.33	8.6	5.5	13.3
852	SM36	2.48	5.08	958.6	0.62	7.56	3.98	8.4	3.9	17.1
896	SM35	2.27	5.00	1016.5	0.71	7.27	4.32	8.2	4.4	7.2
938	SM34-ponte Autostrada	2.07	4.84	1058.7	0.85	6.91	4.83	8.1	8.5	7.9
983	SM33	1.89	4.84	1058.6	1.00	6.73	4.24	7.7	6.9	11.0
1037	SV32	1.38	5.35	1343.0	1.88	6.73	3.77	7.5	5.8	5.5
1088	SV31_25	1.34	5.08	1346.4	0.74	6.42	4.47	7.4	10.7	7.0
1102	SV30_ponte FS	1.29	5.03	1345.8	1.04	6.32	6.24	8.3	8.7	9.8
1117	SV29	1.24	4.98	1344.6	0.76	6.22	4.68	7.3	12.5	5.2
1133	SV28_24	1.22	4.95	1334.5	0.76	6.17	4.59	7.2	8.0	5.2
1156	SV27_23e24	1.22	4.83	1320.4	0.77	6.05	4.66	7.2	8.0	5.2
1219	SV26_21	1.35	4.38	1292.0	0.80	5.73	4.70	6.9	7.8	5.1
1273	SV25_19	1.19	4.35	1275.1	0.72	5.54	4.29	6.5	7.5	5.0
1368	SV24_15	0.64	4.68	1257.7	0.61	5.32	3.80	6.1	7.2	5.0
1498	SV23_10	0.42	4.49	1252.7	0.62	4.91	3.87	5.7	6.7	5.0
1534	SV22_9	0.42	4.28	1252.7	0.72	4.70	4.25	5.6	6.2	5.0
1633	SV21_5-Aurelia	0.41	3.66	1252.7	0.88	4.07	4.96	5.3	5.6	5.6
1667	SV19_3-passerella	0.38	3.44	1251.3	0.95	3.82	5.14	5.2	5.5	3.0
1712	SV18	0.32	3.12	1243.3	1.00	3.44	5.37	4.9	3.0	3.0

RIOBASCO

T=500 anni

Piena Sansobbia

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m³/s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
194	8.3	12.6	3.75	361.8	0.93	16.35	4.29	17.3	15.92	15.5
284	8.0	11.78	3.83	309.7	1.10	15.61	6.23	17.6	14.85	14.2
366	7.0	10.54	4.43	310.6	1.02	14.97	4.84	16.1	13.44	12.8
467	6.9	8.82	5.75	317.3	0.64	14.57	4.41	15.5	12.12	11.7
561	6.8	9.46	4.96	286.8	0.59	14.42	3.95	15.2	12.72	11.7
611	6.7-attravers. via Ciamea/via Alessandria	9.49	4.57	278.2	0.79	14.06	4.92	15.3	13.11	13.6
702	6.3	8.93	4.31	274.5	0.89	13.24	5.33	14.7	13.89	12.7
832	6.0	8.43	4.01	239.2	0.85	12.44	4.62	13.5	10.97	10.3
879	5.5	8.23	3.84	264.0	0.84	12.07	4.80	13.2	10.62	10.7
924	5-imbocco tomb. Comune	7.77	3.98	249.0	1.00	11.75	5.83	13.5	11.63	10.4
1026	4.4-sbocco tomb. Comune	5.67	4.42	250.4	0.83	10.09	5.18	11.3	12.81	6.3
1041	4.3	5.61	4.52	249.3	0.67	10.13	4.10	11.0	9.60	8.6
1068	4.2	5.32	4.69	241.8	0.81	10.01	4.00	10.8	9.51	10.0
1097	3.7-ponte ad arco	5.24	4.39	241.2	1.08	9.63	5.76	11.3	19.25	13.3
1110	3.3	4.88	4.59	240.4	0.93	9.47	5.69	11.1	18.20	12.4
1139	2.5	4.81	4.44	239.9	0.79	9.25	4.78	10.4	10.84	9.5
1211	2.1	4.4	4.05	229.2	1.05	8.45	5.75	10.1	10.97	7.6
1313	2.3	3.51	3.97	216.5	2.07	7.48	5.30	8.5	9.18	7.2
1326	2.2	2.52	5.08	217.6	0.67	7.60	4.07	8.3	5.91	5.5
1339	2.1	2.5	4.99	212.5	0.76	7.49	4.58	8.3	5.63	7.0
1369	2.0	2.42	5.16	207.9	1.47	7.58	4.13	8.1	6.21	6.9
1421	1.9	2.06	5.04	229.1	0.92	7.10	4.89	8.0	4.88	6.5
1475	1.8	2	5.06	251.5	0.75	7.06	3.58	7.5	5.28	7.2
1503	1.7-pass ferro	1.8	5.23	255.1	1.03	7.03	3.48	7.5	4.60	7.7
1540	1.5-ponte autostrada	1.68	5.52	245.3	0.58	7.20	1.99	7.4	6.78	4.2
1566	1.3	1.4	5.46	248.3	0.63	6.86	3.27	7.4	5.42	3.0
1599	1.0	1.22	5.51	285.3	0.55	6.73	3.01	7.2	6.11	7.4

SANSOBBIA

T=200 anni
Piena RioBasco

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m ³ /s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
0	85B	7.2	3.44	736.0	0.79	10.64	3.92	11.4	9.3	11.4
98	85A	6.96	3.01	736.0	0.92	9.97	4.32	10.9	10.5	11.1
203	859	6.43	2.97	736.1	0.72	9.40	3.46	10.0	10.2	11.1
257	858	5.95	3.30	736.1	0.66	9.25	3.04	9.7	8.9	12.3
293	857-ponte Pertini	5.78	3.35	736.1	0.65	9.13	2.98	9.6	9.2	11.2
399	856	5.23	3.32	736.3	0.77	8.55	3.89	9.3	10.0	9.7
464	855	4.74	3.49	736.0	0.78	8.23	3.78	9.0	9.5	7.6
603	SM40	3.77	3.94	726.6	0.62	7.71	3.57	8.4	7.1	6.1
686	SM39	3.51	3.84	715.6	0.72	7.35	3.93	8.1	6.6	5.6
762	SM38	3.57	3.42	688.2	0.93	6.99	4.11	7.8	5.9	5.7
804	SM37	2.85	4.05	679.6	0.74	6.90	3.70	7.6	5.5	13.3
852	SM36	2.48	4.36	668.9	0.58	6.84	3.34	7.4	3.9	17.1
896	SM35	2.27	4.29	712.1	0.69	6.56	3.73	7.3	4.4	7.2
938	SM34-ponte Autostrada	2.07	4.18	734.5	0.84	6.25	4.12	7.1	8.5	7.9
983	SM33	1.89	4.21	734.6	1.00	6.10	3.58	6.7	6.9	11.0
1037	SV32	1.38	4.72	950.4	1.50	6.10	3.13	6.6	5.8	5.5
1088	SV31_25	1.34	4.49	948.2	0.67	5.83	3.73	6.5	10.7	7.0
1102	SV30_ponte FS	1.29	4.38	948.0	0.94	5.67	5.30	7.1	8.7	9.8
1117	SV29	1.24	4.42	947.8	0.68	5.66	3.85	6.4	12.5	5.2
1133	SV28_24	1.22	4.39	944.9	0.69	5.61	3.83	6.4	8.0	5.2
1156	SV27_23e24	1.22	4.27	941.5	0.70	5.49	3.91	6.3	8.0	5.2
1219	SV26_21	1.35	3.82	937.8	0.76	5.17	4.06	6.0	7.8	5.1
1273	SV25_19	1.19	3.79	937.5	0.72	4.98	3.75	5.7	7.5	5.0
1368	SV24_15	0.64	4.10	937.4	0.57	4.74	3.31	5.3	7.2	5.0
1498	SV23_10	0.42	3.95	937.4	0.58	4.37	3.35	4.9	6.7	5.0
1534	SV22_9	0.42	3.75	937.4	0.68	4.17	3.73	4.9	6.2	5.0
1633	SV21_5-Aurelia	0.41	3.17	937.4	0.84	3.58	4.37	4.6	5.6	5.6
1667	SV19_3-passerella	0.38	2.95	937.2	0.94	3.33	4.61	4.4	5.5	3.0
1712	SV18	0.32	2.61	937.0	1.00	2.93	4.89	4.2	3.0	3.0

RIOBASCO

T=200 anni
Piena RioBasco

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m ³ /s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
194	8.3	12.6	3.60	326.0	0.93	16.20	4.09	17.0	15.92	15.5
284	8.0	11.78	3.65	286.8	1.10	15.43	6.10	17.3	14.85	14.2
366	7.0	10.54	4.23	283.8	1.02	14.77	4.66	15.9	13.44	12.8
467	6.9	8.82	5.58	290.4	0.62	14.40	4.19	15.3	12.12	11.7
561	6.8	9.46	4.80	261.5	0.57	14.26	3.73	15.0	12.72	11.7
611	6.7-attravers. via Ciamea/via Alessandria	9.49	4.41	255.8	0.77	13.90	4.71	15.0	13.11	13.6
702	6.3	8.93	4.14	255.8	0.89	13.07	5.20	14.4	13.89	12.7
832	6.0	8.43	3.81	221.4	0.85	12.24	4.52	13.3	10.97	10.3
879	5.5	8.23	3.66	241.5	0.84	11.89	4.63	13.0	10.62	10.7
924	5-imbocco tomb. Comune	7.77	3.77	229.8	1.00	11.54	5.69	13.2	11.63	10.4
1026	4.4-sbocco tomb. Comune	5.67	4.33	234.1	0.82	10.00	5.00	11.1	12.81	6.3
1041	4.3	5.61	4.41	233.6	0.65	10.02	3.95	10.8	9.60	8.6
1068	4.2	5.32	4.55	228.5	0.82	9.87	3.92	10.7	9.51	10.0
1097	3.7-ponte ad arco	5.24	4.25	227.8	1.08	9.49	5.62	11.1	19.25	13.3
1110	3.3	4.88	4.45	227.5	0.93	9.33	5.57	10.9	18.20	12.4
1139	2.5	4.81	4.30	227.3	0.78	9.11	4.68	10.2	10.84	9.5
1211	2.1	4.4	3.91	219.8	1.04	8.31	5.74	10.0	10.97	7.6
1313	2.3	3.51	3.48	212.2	2.08	6.99	5.40	8.4	9.18	7.2
1326	2.2	2.52	4.53	211.8	0.68	7.05	4.18	7.9	5.91	5.5
1339	2.1	2.5	4.39	209.5	0.78	6.89	4.71	8.0	5.63	7.0
1369	2.0	2.42	4.40	208.4	0.86	6.82	4.26	7.6	6.21	6.9
1421	1.9	2.06	4.29	211.1	0.93	6.35	5.06	7.5	4.88	6.5
1475	1.8	2	4.32	210.8	0.77	6.32	3.75	6.8	5.28	7.2
1503	1.7-pass ferro	1.8	4.49	209.1	1.03	6.29	3.65	6.7	4.60	7.7
1540	1.5-ponte autostrada	1.68	4.77	204.2	0.48	6.45	2.10	6.6	6.78	4.2
1566	1.3	1.4	4.76	203.8	0.66	6.16	3.46	6.6	5.42	3.0
1599	1.0	1.22	4.88	225.0	0.58	6.10	3.03	6.5	6.11	7.4

SANSOBBIA

T=200 anni

Piena Sansobbia

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m³/s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
0	85B	7.2	3.69	848.6	0.81	10.89	4.12	11.8	9.3	11.4
98	85A	6.96	3.25	848.8	0.93	10.21	4.50	11.2	10.5	11.1
203	859	6.43	3.20	848.5	0.73	9.63	3.63	10.3	10.2	11.1
257	858	5.95	3.54	848.4	0.65	9.49	3.17	10.0	8.9	12.3
293	857-ponte Pertini	5.78	3.60	848.1	0.65	9.38	3.12	9.9	9.2	11.2
399	856	5.23	3.55	848.6	0.79	8.78	4.11	9.6	10.0	9.7
464	855	4.74	3.72	847.4	0.77	8.46	4.02	9.3	9.5	7.6
603	SM40	3.77	4.11	834.0	0.67	7.88	3.90	8.7	7.1	6.1
686	SM39	3.51	3.97	816.0	0.77	7.48	4.30	8.4	6.6	5.6
762	SM38	3.57	3.48	780.7	0.92	7.05	4.55	8.1	5.9	5.7
804	SM37	2.85	4.07	764.0	0.74	6.92	4.12	7.8	5.5	13.3
852	SM36	2.48	4.36	742.8	0.63	6.84	3.71	7.5	3.9	17.1
896	SM35	2.27	4.28	780.3	0.74	6.55	4.11	7.4	4.4	7.2
938	SM34-ponte Autostrada	2.07	4.12	803.0	0.87	6.19	4.59	7.3	8.5	7.9
983	SM33	1.89	4.02	803.0	1.00	5.91	4.16	6.8	6.9	11.0
1037	SV32	1.38	4.53	851.4	1.45	5.91	2.96	6.4	5.8	5.5
1088	SV31_25	1.34	4.31	850.5	0.65	5.65	3.55	6.3	10.7	7.0
1102	SV30_ponte FS	1.29	4.18	850.5	0.92	5.47	5.05	6.8	8.7	9.8
1117	SV29	1.24	4.25	850.4	0.66	5.49	3.65	6.2	12.5	5.2
1133	SV28_24	1.22	4.21	849.1	0.68	5.43	3.65	6.1	8.0	5.2
1156	SV27_23e24	1.22	4.10	847.9	0.69	5.32	3.73	6.0	8.0	5.2
1219	SV26_21	1.35	3.64	847.5	0.75	4.99	3.91	5.8	7.8	5.1
1273	SV25_19	1.19	3.60	847.5	0.70	4.79	3.61	5.5	7.5	5.0
1368	SV24_15	0.64	3.92	847.4	0.56	4.56	3.16	5.1	7.2	5.0
1498	SV23_10	0.42	3.78	847.4	0.57	4.20	3.19	4.7	6.7	5.0
1534	SV22_9	0.42	3.59	847.4	0.67	4.01	3.57	4.7	6.2	5.0
1633	SV21_5-Aurelia	0.41	3.02	847.3	0.82	3.43	4.18	4.3	5.6	5.6
1667	SV19_3-passerella	0.38	2.79	847.3	0.93	3.17	4.45	4.2	5.5	3.0
1712	SV18	0.32	2.45	847.3	1.00	2.77	4.73	3.9	3.0	3.0

RIOBASCO

T=200 anni

Piena Sansobbia

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m³/s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
194	8.3	12.6	3.15	231.8	0.92	15.75	3.48	16.4	15.92	15.5
284	8.0	11.78	3.16	220.5	1.09	14.94	5.54	16.5	14.85	14.2
366	7.0	10.54	3.73	214.4	1.01	14.27	4.09	15.1	13.44	12.8
467	6.9	8.82	5.15	222.8	0.54	13.97	3.53	14.6	12.12	11.7
561	6.8	9.46	4.41	198.8	0.49	13.87	3.11	14.4	12.72	11.7
611	6.7-attravers. via Ciamea/via Alessandria	9.49	4.01	203.9	0.74	13.50	4.21	14.4	13.11	13.6
702	6.3	8.93	3.77	208.8	0.85	12.70	4.74	13.8	13.89	12.7
832	6.0	8.43	3.33	182.3	0.85	11.76	4.36	12.7	10.97	10.3
879	5.5	8.23	3.23	188.9	0.83	11.46	4.18	12.4	10.62	10.7
924	5-imbocco tomb. Comune	7.77	3.30	184.1	1.00	11.07	5.32	12.5	11.63	10.4
1026	4.4-sbocco tomb. Comune	5.67	3.95	195.3	0.80	9.62	4.56	10.5	12.81	6.3
1041	4.3	5.61	4.07	187.8	0.63	9.68	3.51	10.3	9.60	8.6
1068	4.2	5.32	4.13	188.4	0.81	9.45	3.67	10.1	9.51	10.0
1097	3.7-ponte ad arco	5.24	3.84	188.3	1.08	9.08	5.18	10.4	19.25	13.3
1110	3.3	4.88	4.04	186.6	0.90	8.92	5.14	10.3	18.20	12.4
1139	2.5	4.81	3.93	186.2	0.75	8.74	4.27	9.7	10.84	9.5
1211	2.1	4.4	3.57	185.0	1.00	7.97	5.40	9.5	10.97	7.6
1313	2.3	3.51	3.12	184.3	4.07	6.63	5.25	8.0	9.18	7.2
1326	2.2	2.52	4.13	184.1	0.67	6.65	3.97	7.4	5.91	5.5
1339	2.1	2.5	3.98	182.0	0.76	6.48	4.48	7.5	5.63	7.0
1369	2.0	2.42	3.94	182.5	0.73	6.36	4.11	7.2	6.21	6.9
1421	1.9	2.06	3.89	183.0	0.93	5.95	4.90	7.0	4.88	6.5
1475	1.8	2	3.95	183.7	0.76	5.95	3.68	6.2	5.28	7.2
1503	1.7-pass ferro	1.8	4.15	182.7	0.91	5.95	3.64	6.1	4.60	7.7
1540	1.5-ponte autostrada	1.68	4.27	179.9	0.39	5.95	2.06	6.0	6.78	4.2
1566	1.3	1.4	4.52	174.8	0.64	5.92	3.43	6.0	5.42	3.0
1599	1.0	1.22	4.69	186.6	0.58	5.91	2.98	5.9	6.11	7.4

SANSOBBIA

T=50 anni
Piena RioBasco

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m³/s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
0	85B	7.2	2.63	2.8	471.41	0.77	10.01	3.3	10.6	11.4
98	85A	6.96	2.24	2.4	471.38	0.86	9.34	3.7	10.0	11.1
203	859	6.43	2.17	2.3	471.34	0.70	8.78	3.0	9.2	11.1
257	858	5.95	2.44	2.6	471.31	0.65	8.58	2.7	8.9	12.3
293	857-ponte Pertini	5.78	2.47	2.7	471.29	0.65	8.45	2.6	8.8	11.2
399	856	5.23	2.44	2.6	471.24	0.76	7.87	3.3	8.4	9.7
464	855	4.74	2.58	2.8	471.23	0.77	7.53	3.3	8.1	7.6
603	SM40	3.77	3.06	3.3	469.09	0.56	7.04	2.9	7.5	6.1
686	SM39	3.51	2.97	3.2	467.11	0.67	6.70	3.3	7.2	5.6
762	SM38	3.57	2.49	2.7	466.45	0.93	6.27	3.7	6.9	5.7
804	SM37	2.85	3.02	3.3	461.30	0.73	6.12	3.3	6.7	13.3
852	SM36	2.48	3.30	3.6	453.57	0.56	6.05	2.9	6.5	17.1
896	SM35	2.27	3.33	3.6	470.98	0.66	5.83	3.2	6.4	7.2
938	SM34-ponte Autostrada	2.07	3.28	3.5	479.90	0.83	5.56	3.6	6.2	7.9
983	SM33	1.89	3.29	3.5	480.15	1.00	5.40	3.2	5.9	11.0
1037	SV32	1.38	3.80	4.0	633.94	1.50	5.40	2.6	5.7	5.5
1088	SV31_25	1.34	3.61	3.8	633.87	0.60	5.16	3.1	5.7	7.0
1102	SV30_ponte FS	1.29	3.55	3.7	633.77	0.88	4.98	4.5	6.0	9.8
1117	SV29	1.24	3.57	3.8	633.74	0.62	5.01	3.2	5.5	5.2
1133	SV28_24	1.22	3.53	3.7	633.72	0.63	4.95	3.2	5.5	5.2
1156	SV27_23e24	1.22	3.43	3.6	633.68	0.67	4.85	3.3	5.4	5.2
1219	SV26_21	1.35	2.98	3.2	633.61	0.75	4.52	3.5	5.2	5.1
1273	SV25_19	1.19	2.91	3.1	633.56	0.71	4.30	3.3	4.8	5.0
1368	SV24_15	0.64	3.23	3.4	633.47	0.53	4.07	2.8	4.5	5.0
1498	SV23_10	0.42	3.15	3.3	633.36	0.53	3.74	2.8	4.1	5.0
1534	SV22_9	0.42	2.98	3.1	633.34	0.64	3.56	3.2	4.1	5.0
1633	SV21_5-Aurelia	0.41	2.50	2.6	633.27	0.78	3.02	3.7	3.7	5.6
1667	SV19_3-passerella	0.38	2.32	2.4	633.25	0.91	2.76	4.0	3.6	3.0
1712	SV18	0.32	2.06	2.0	633.24	1.00	2.36	4.3	3.3	3.0

RIOBASCO

T=50 anni
Piena RioBasco

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m³/s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
194	8.3	12.6	3.00	207.0	0.93	15.60	3.32	16.2	15.92	15.5
284	8.0	11.78	3.00	199.6	1.09	14.78	5.34	16.2	14.85	14.2
366	7.0	10.54	3.55	194.9	1.02	14.09	3.96	14.9	13.44	12.8
467	6.9	8.82	5.01	200.6	0.52	13.83	3.28	14.4	12.12	11.7
561	6.8	9.46	4.27	181.0	0.48	13.73	2.94	14.2	12.72	11.7
611	6.7-attravers. via Ciamea/via Alessandria	9.49	3.84	190.2	0.74	13.33	4.12	14.2	13.11	13.6
702	6.3	8.93	3.65	193.1	0.83	12.58	4.56	13.6	13.89	12.7
832	6.0	8.43	3.18	170.3	0.84	11.61	4.27	12.5	10.97	10.3
879	5.5	8.23	3.10	173.6	0.83	11.33	4.04	12.2	10.62	10.7
924	5-imbocco tomb. Comune	7.77	3.15	170.4	1.00	10.92	5.19	12.3	11.63	10.4
1026	4.4-sbocco tomb. Comune	5.67	3.78	182.4	0.80	9.45	4.46	10.3	12.81	6.3
1041	4.3	5.61	3.89	175.5	0.63	9.50	3.46	10.1	9.60	8.6
1068	4.2	5.32	3.96	175.3	0.81	9.28	3.60	9.9	9.51	10.0
1097	3.7-ponte ad arco	5.24	3.66	174.0	1.08	8.90	5.04	10.2	19.25	13.3
1110	3.3	4.88	3.87	172.2	0.88	8.75	5.00	10.0	18.20	12.4
1139	2.5	4.81	3.77	171.8	0.74	8.58	4.13	9.5	10.84	9.5
1211	2.1	4.4	3.42	171.4	0.99	7.82	5.27	9.2	10.97	7.6
1313	2.3	3.51	2.98	171.1	2.07	6.49	5.13	7.8	9.18	7.2
1326	2.2	2.52	4.00	170.9	0.66	6.52	3.83	7.3	5.91	5.5
1339	2.1	2.5	3.86	169.1	0.75	6.36	4.32	7.3	5.63	7.0
1369	2.0	2.42	3.81	169.9	1.32	6.23	3.98	7.0	6.21	6.9
1421	1.9	2.06	3.67	169.9	0.91	5.73	4.73	6.8	4.88	6.5
1475	1.8	2	3.59	170.5	0.74	5.59	3.48	6.1	5.28	7.2
1503	1.7-pass ferro	1.8	3.71	169.8	1.03	5.51	3.39	6.0	4.60	7.7
1540	1.5-ponte autostrada	1.68	3.98	167.3	0.40	5.66	1.92	5.8	6.78	4.2
1566	1.3	1.4	4.03	163.0	0.60	5.43	3.15	5.8	5.42	3.0
1599	1.0	1.22	4.175	173.53499	0.532	5.395	2.741	5.701	6.11	7.4

SANSOBBIA

T=50 anni

Piena Sansobbia

Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m ³ /s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
0	85B	7.2	2.98	540.4	0.77	10.18	3.51	10.8	9.3	11.4
98	85A	6.96	2.55	540.4	0.88	9.51	3.92	10.3	10.5	11.1
203	859	6.43	2.52	540.4	0.71	8.95	3.13	9.4	10.2	11.1
257	858	5.95	2.81	540.4	0.65	8.76	2.79	9.2	8.9	12.3
293	857-ponte Pertini	5.78	2.86	540.4	0.64	8.64	2.74	9.0	9.2	11.2
399	856	5.23	2.83	540.4	0.76	8.06	3.50	8.7	10.0	9.7
464	855	4.74	2.99	540.5	0.77	7.73	3.41	8.3	9.5	7.6
603	SM40	3.77	3.46	537.3	0.58	7.23	3.08	7.7	7.1	6.1
686	SM39	3.51	3.37	533.8	0.69	6.88	3.46	7.5	6.6	5.6
762	SM38	3.57	2.88	528.4	0.92	6.45	3.84	7.2	5.9	5.7
804	SM37	2.85	3.47	520.1	0.72	6.32	3.44	6.9	5.5	13.3
852	SM36	2.48	3.77	510.4	0.57	6.25	3.04	6.7	3.9	17.1
896	SM35	2.27	3.75	532.3	0.67	6.02	3.36	6.6	4.4	7.2
938	SM34-ponte Autostrada	2.07	3.67	543.9	0.83	5.74	3.72	6.4	8.5	7.9
983	SM33	1.89	3.69	543.9	1.00	5.58	3.26	6.1	6.9	11.0
1037	SV32	1.38	4.20	706.0	1.77	5.58	2.72	6.0	5.8	5.5
1088	SV31_25	1.34	3.99	706.0	0.62	5.33	3.28	5.9	10.7	7.0
1102	SV30_ponte FS	1.29	3.86	705.9	0.89	5.15	4.67	6.3	8.7	9.8
1117	SV29	1.24	3.94	705.9	0.63	5.18	3.36	5.8	12.5	5.2
1133	SV28_24	1.22	3.90	705.9	0.64	5.12	3.38	5.7	8.0	5.2
1156	SV27_23e24	1.22	3.79	705.8	0.68	5.01	3.46	5.6	8.0	5.2
1219	SV26_21	1.35	3.33	705.8	0.75	4.68	3.66	5.4	7.8	5.1
1273	SV25_19	1.19	3.28	705.7	0.70	4.47	3.39	5.1	7.5	5.0
1368	SV24_15	0.64	3.60	705.6	0.54	4.24	2.91	4.7	7.2	5.0
1498	SV23_10	0.42	3.48	705.6	0.54	3.90	2.92	4.3	6.7	5.0
1534	SV22_9	0.42	3.30	705.6	0.65	3.72	3.30	4.3	6.2	5.0
1633	SV21_5-Aurelia	0.41	2.75	705.6	0.80	3.16	3.86	3.9	5.6	5.6
1667	SV19_3-passerella	0.38	2.53	705.5	0.91	2.91	4.17	3.8	5.5	3.0
1712	SV18	0.32	2.19	705.5	1.00	2.51	4.46	3.5	3.0	3.0

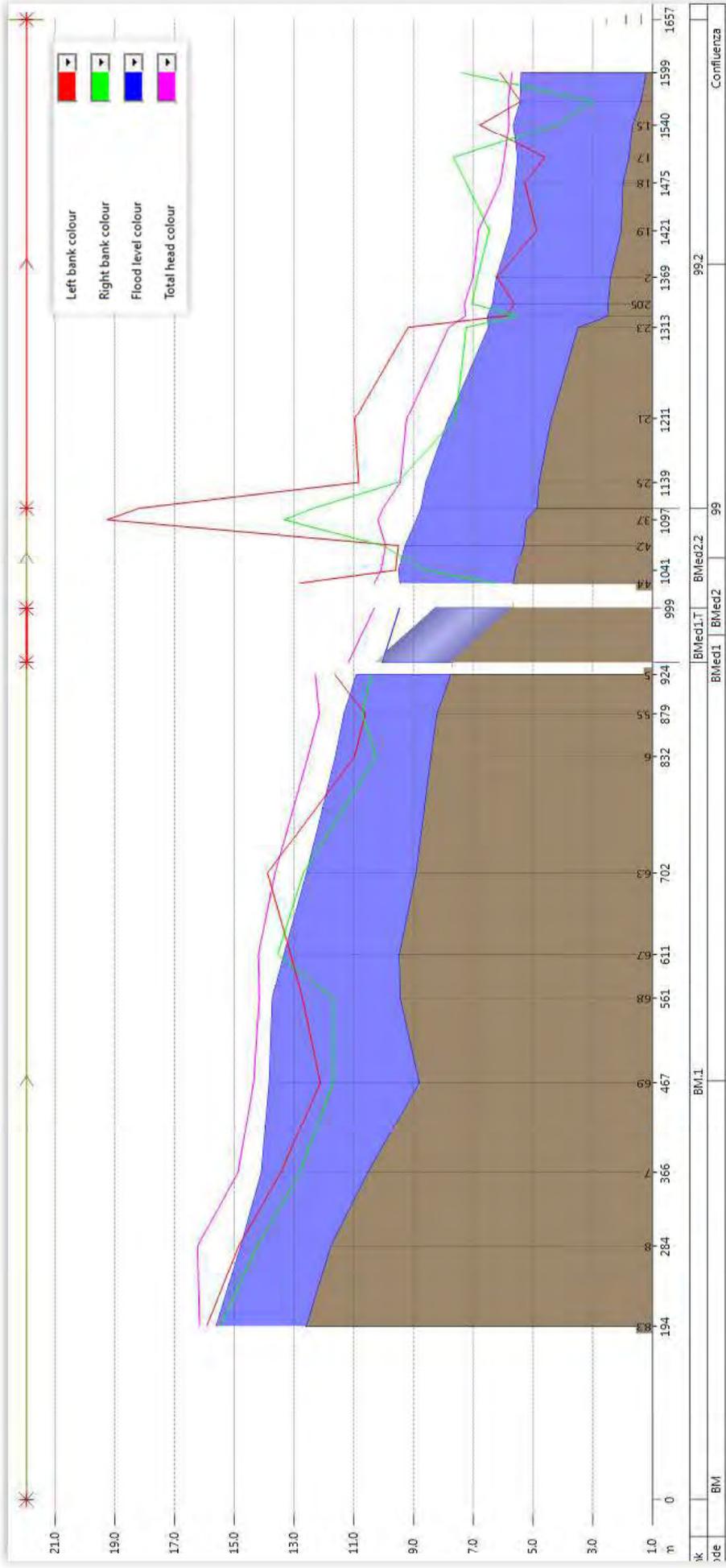
RIOBASCO

T=50 anni

Piena Sansobbia

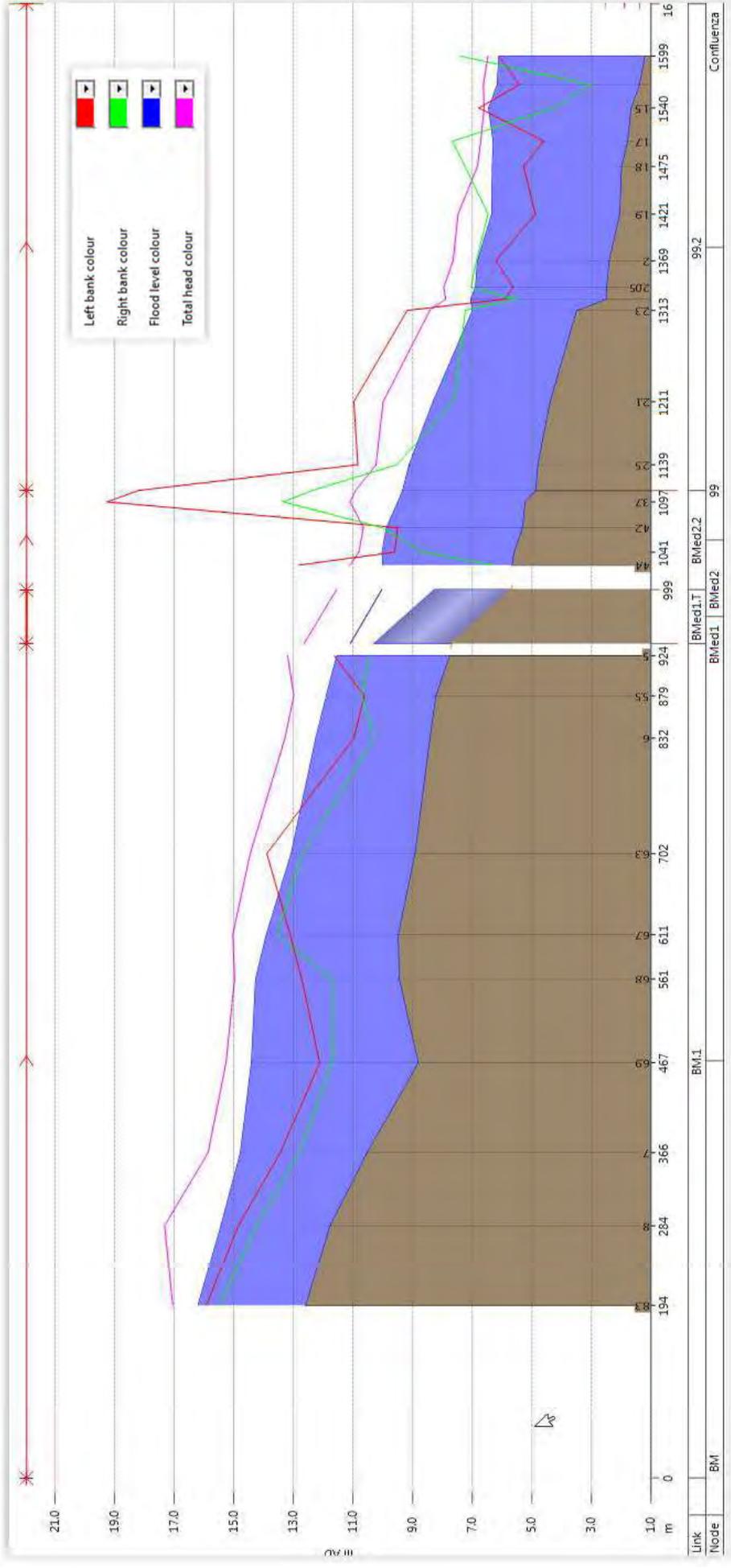
Chainage (m)	Section key	Bed level (m AD)	Section depth (m)	Section flow (m ³ /s)	Section Froude number	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section total head (m AD)	Left bank (m AD)	Right bank (m AD)
194	8.3	12.6	2.93	194.8	0.93	15.53	3.24	16.1	15.92	15.5
284	8.0	11.78	2.91	189.1	1.08	14.69	5.24	16.1	14.85	14.2
366	7.0	10.54	3.46	184.7	1.01	14.00	3.88	14.7	13.44	12.8
467	6.9	8.82	4.93	190.0	0.50	13.75	3.16	14.2	12.12	11.7
561	6.8	9.46	4.18	173.1	0.47	13.64	2.87	14.1	12.72	11.7
611	6.7-attravers. via Ciamea/via Alessandria	9.49	3.76	182.8	0.73	13.25	4.07	14.1	13.11	13.6
702	6.3	8.93	3.58	184.9	0.82	12.51	4.47	13.5	13.89	12.7
832	6.0	8.43	3.11	164.1	0.83	11.54	4.22	12.4	10.97	10.3
879	5.5	8.23	3.03	166.2	0.83	11.26	3.96	12.1	10.62	10.7
924	5-imbocco tomb. Comune	7.77	3.07	163.8	1.00	10.84	5.13	12.2	11.63	10.4
1026	4.4-sbocco tomb. Comune	5.67	3.69	175.9	0.80	9.36	4.46	10.2	12.81	6.3
1041	4.3	5.61	3.80	168.5	0.63	9.41	3.43	10.0	9.60	8.6
1068	4.2	5.32	3.88	168.6	0.81	9.20	3.56	9.8	9.51	10.0
1097	3.7-ponte ad arco	5.24	3.58	167.4	1.08	8.82	4.97	10.1	19.25	13.3
1110	3.3	4.88	3.79	165.9	0.88	8.67	4.93	9.9	18.20	12.4
1139	2.5	4.81	3.70	165.5	0.74	8.51	4.06	9.4	10.84	9.5
1211	2.1	4.4	3.36	164.9	0.99	7.76	5.18	9.1	10.97	7.6
1313	2.3	3.51	2.96	164.5	2.07	6.47	4.97	7.7	9.18	7.2
1326	2.2	2.52	4.00	164.4	0.64	6.52	3.68	7.2	5.91	5.5
1339	2.1	2.5	3.86	162.6	0.72	6.36	4.14	7.2	5.63	7.0
1369	2.0	2.42	3.84	163.3	1.34	6.26	3.78	7.0	6.21	6.9
1421	1.9	2.06	3.75	163.5	0.90	5.81	4.44	6.8	4.88	6.5
1475	1.8	2	3.76	164.1	0.73	5.76	3.23	6.2	5.28	7.2
1503	1.7-pass ferro	1.8	3.90	163.5	1.04	5.70	3.21	6.1	4.60	7.7
1540	1.5-ponte autostrada	1.68	4.16	160.9	0.77	5.84	1.77	6.0	6.78	4.2
1566	1.3	1.4	4.22	158.8	0.57	5.62	2.88	6.0	5.42	3.0
1599	1.0	1.22	4.357	172.16254	0.501	5.577	2.492	5.862	6.11	7.4

T50



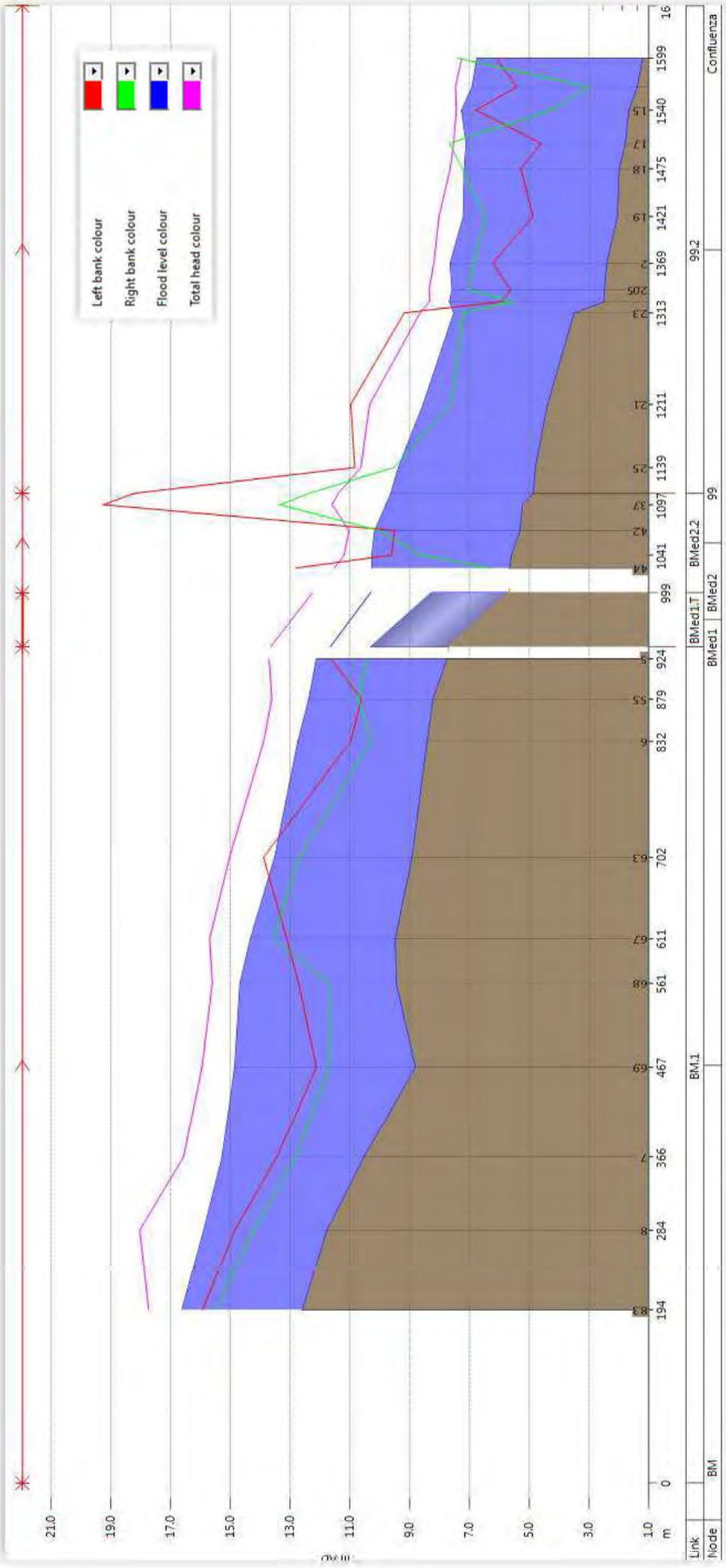
Riobasco

T200



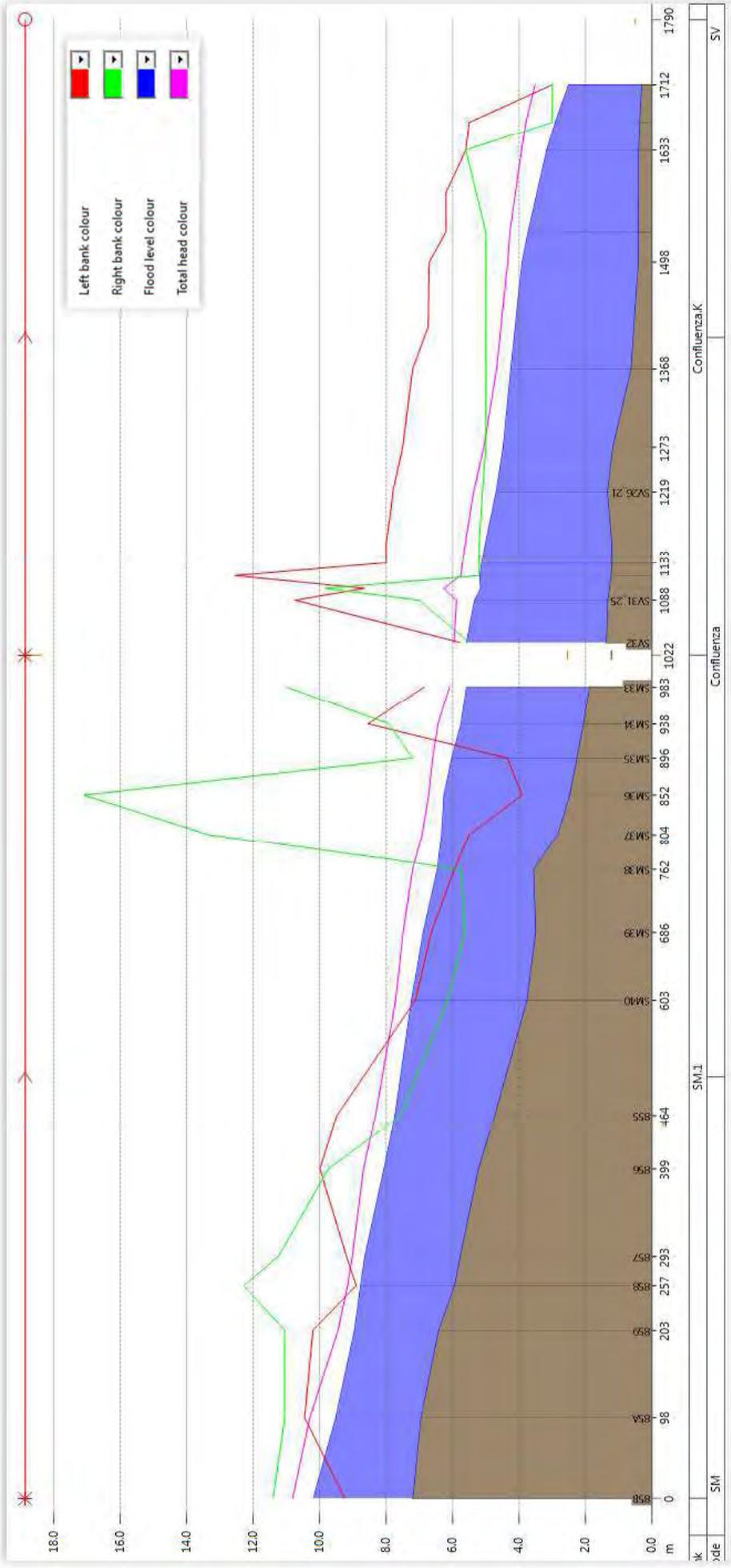
Riobasco

T500



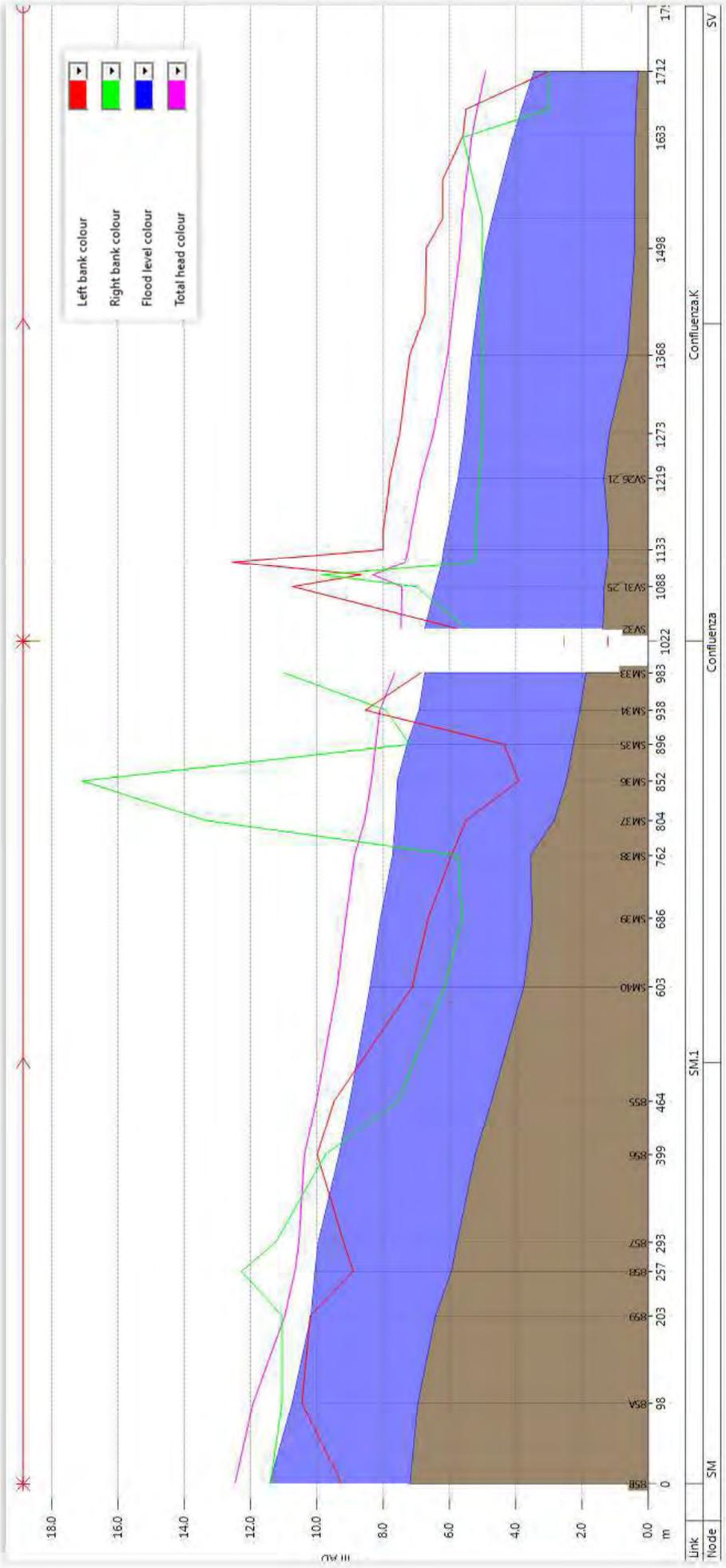
Riobasco

T50



Torrente Sansobbia

T500



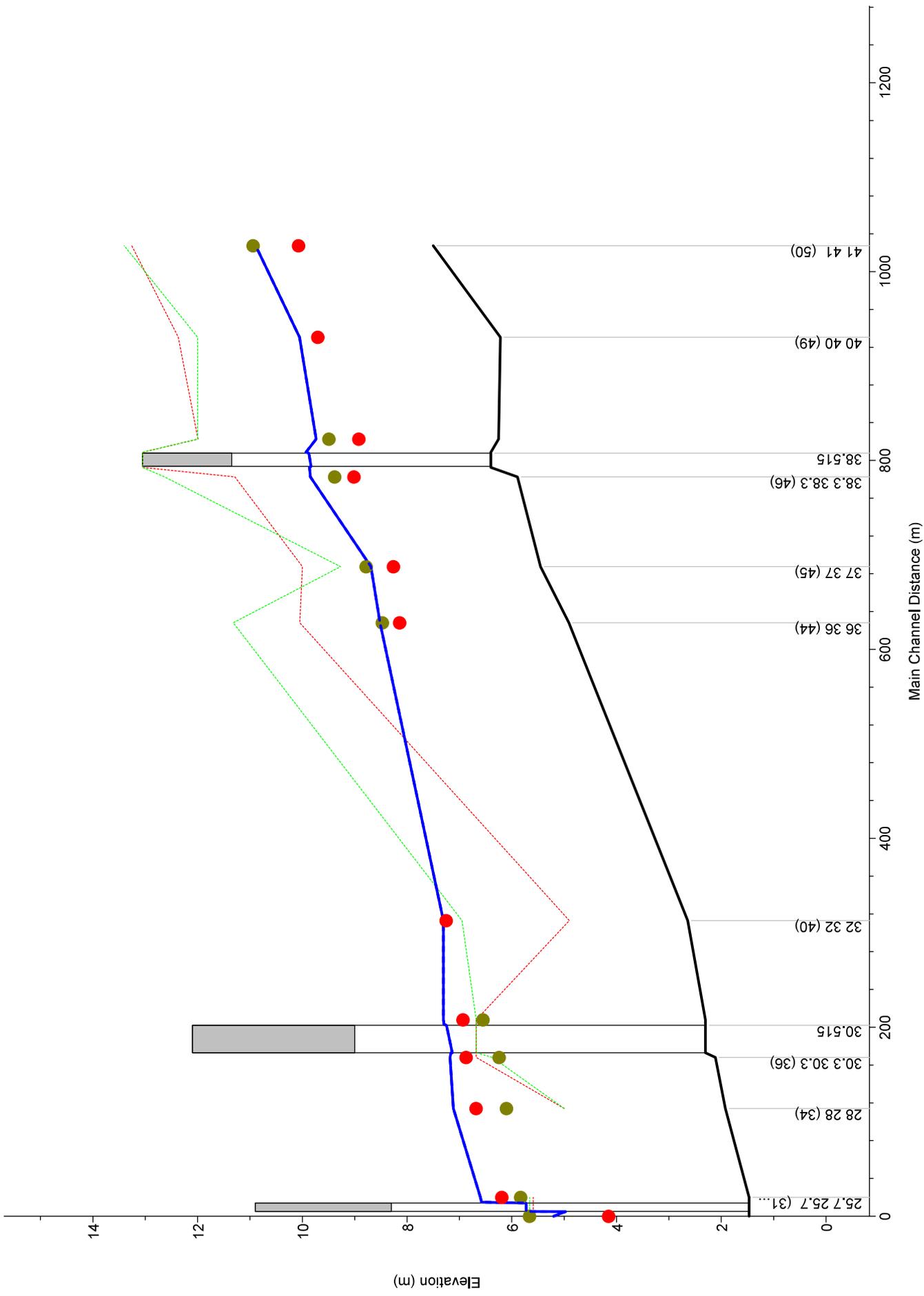
Torrente Sansobbia

ALLEGATO B

**Confronto risultati Piano di Bacino – studio scolmatore 2018
– studio idraulico 2021**

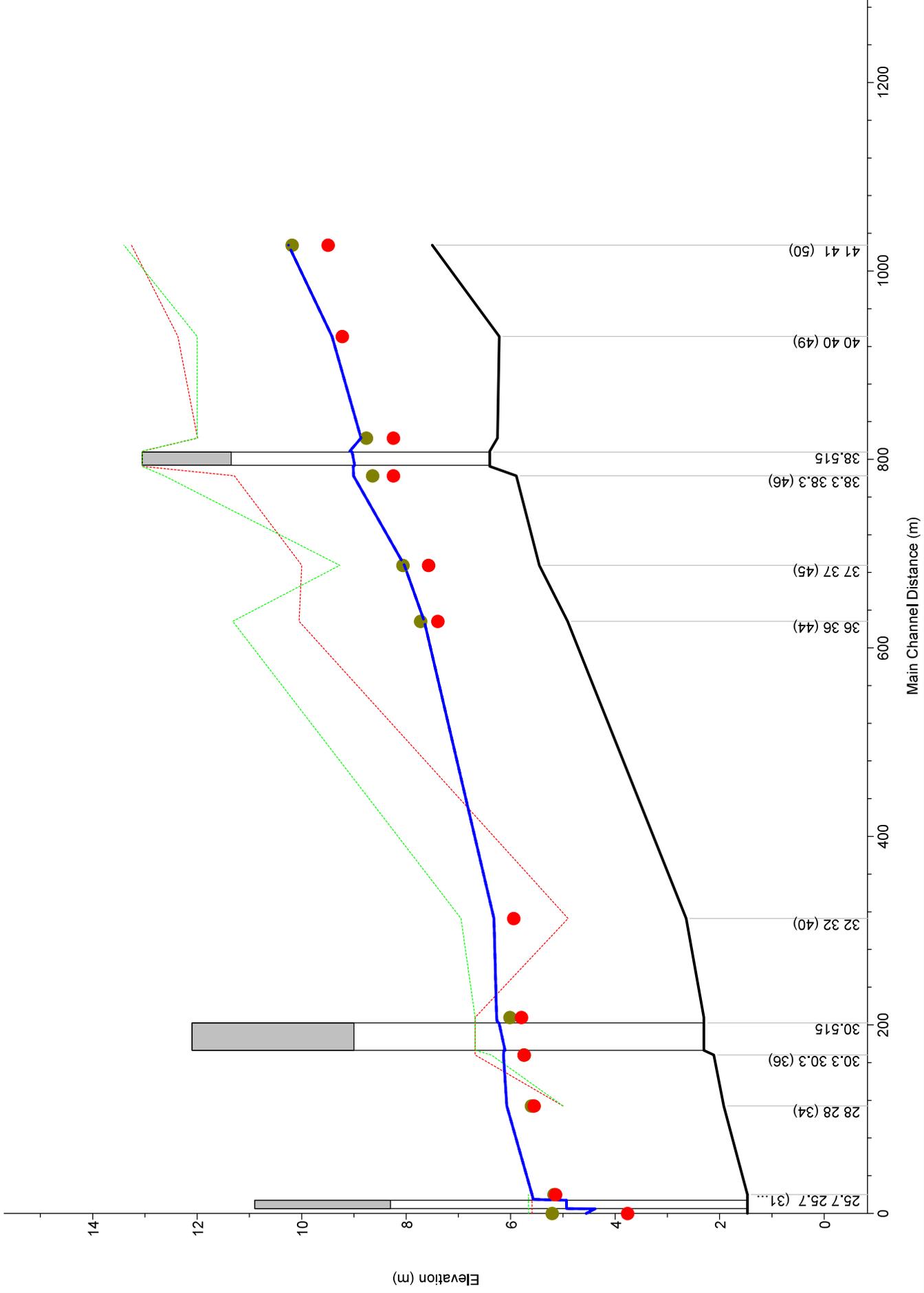
A - Sansobbia-attuale

confronto stato attuale PdB/studio scolmatore 2018/studio 2021



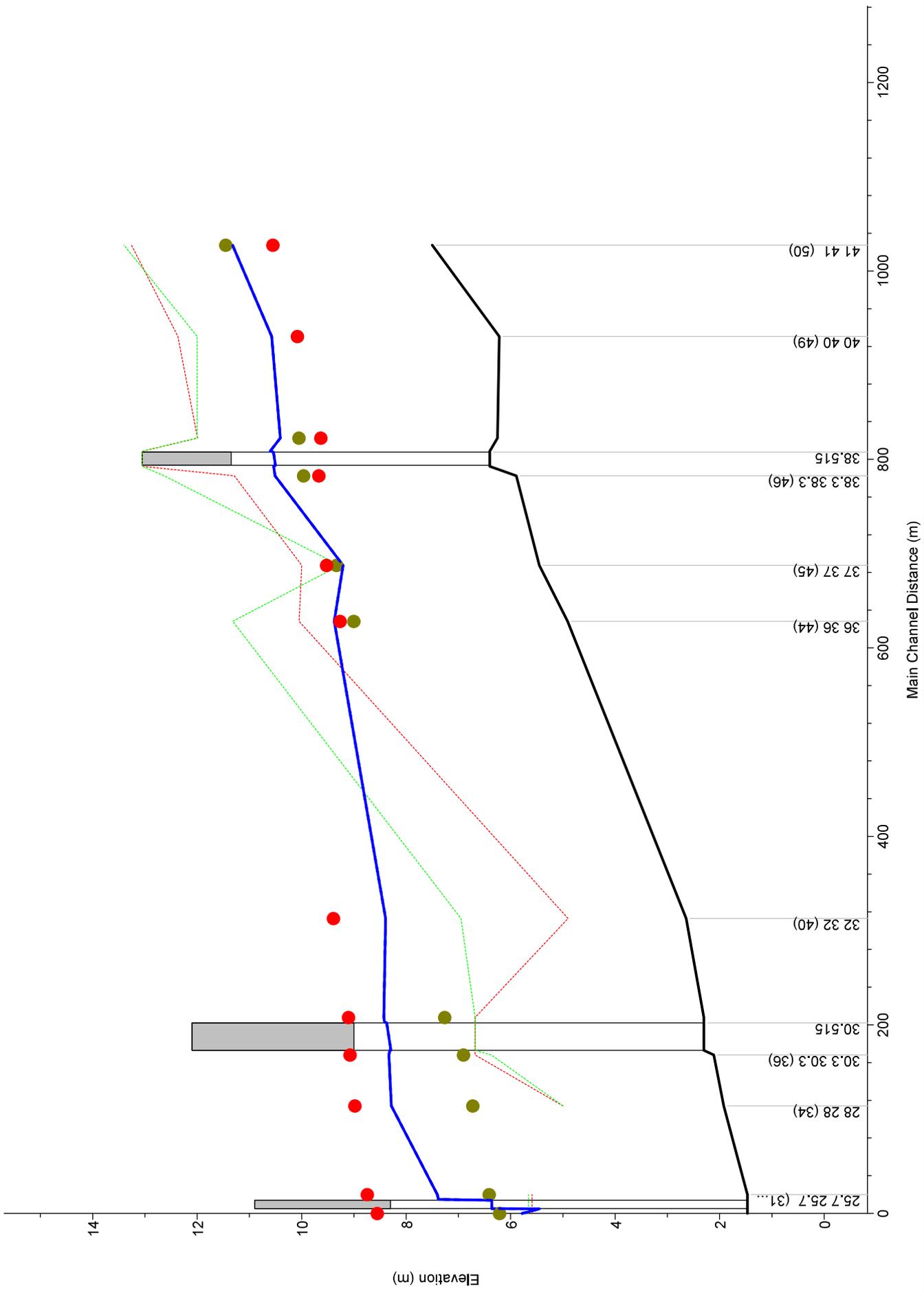
1 cm Horiz. = 55 m 1 cm Vert. = 1 m

A - Sansobbia-attuale
 confronto stato attuale PdB/studio scolmatore 2018/studio 2021



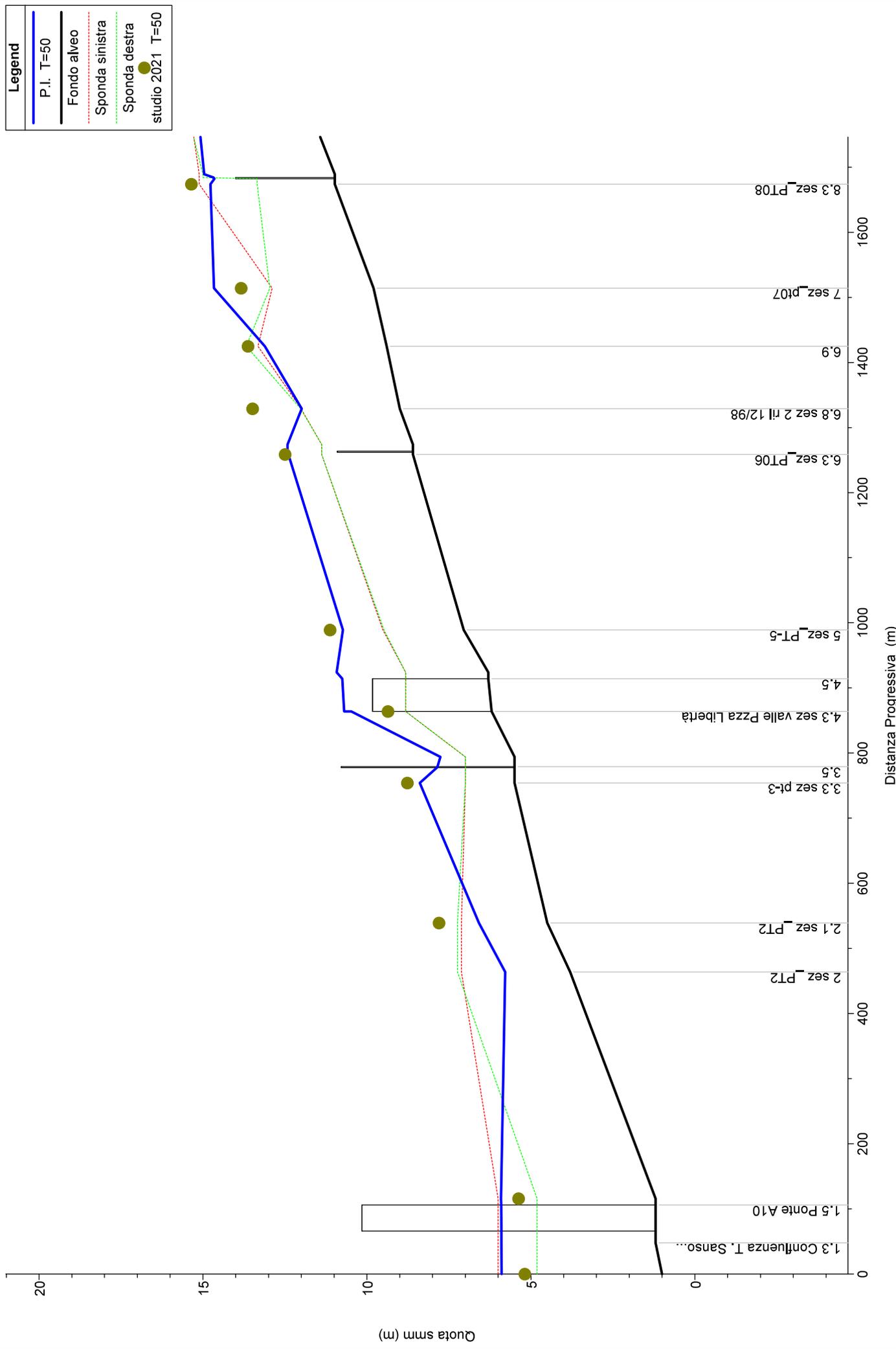
1 cm Horiz. = 55 m 1 cm Vert. = 1 m

A - Sansobbia-attuale
confronto stato attuale PdB/studio scolmatore 2018/studio 2021



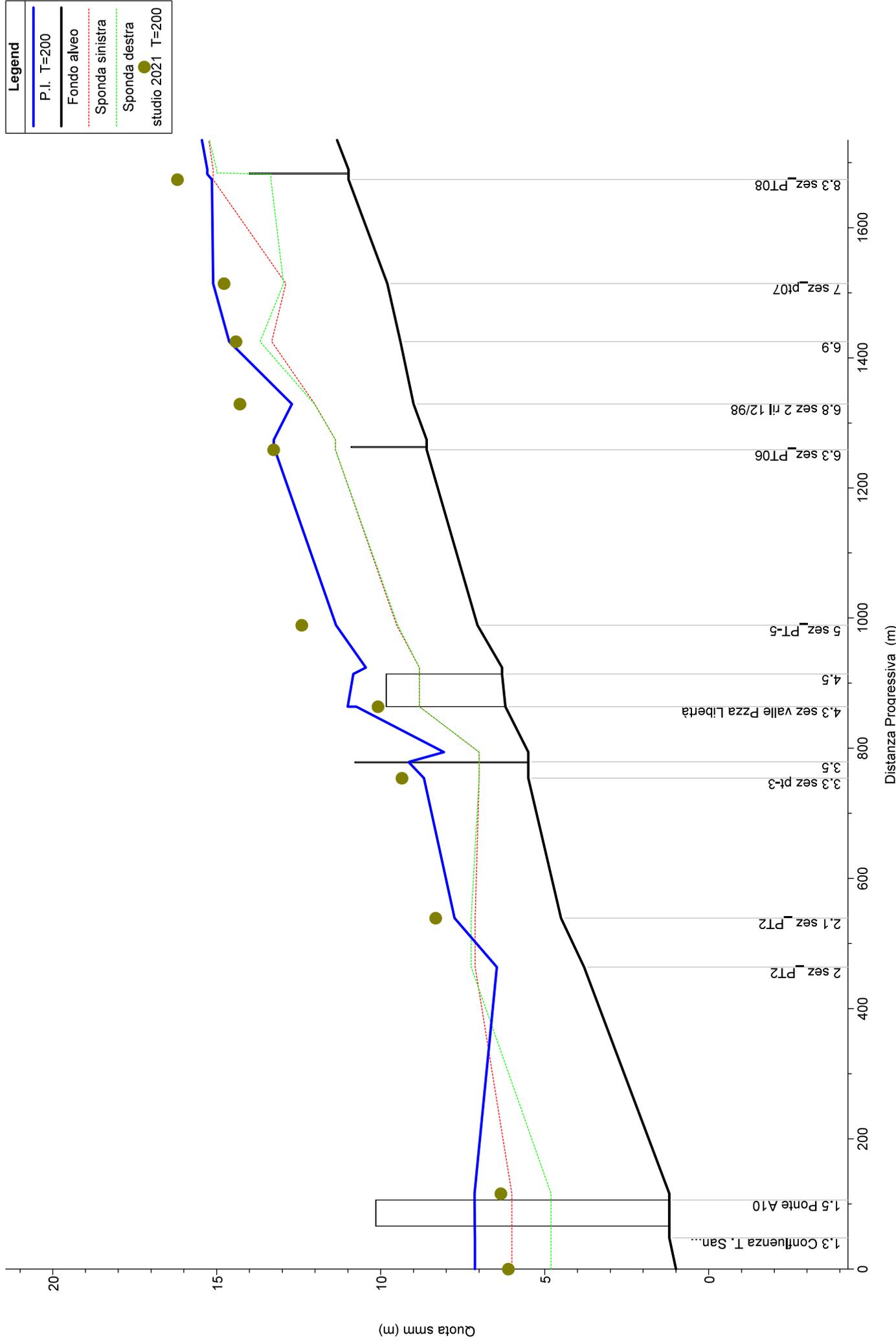
1 cm Horiz. = 55 m 1 cm Vert. = 1 m

RIO BASCO - confronto stato attuale PdB/studio 2021



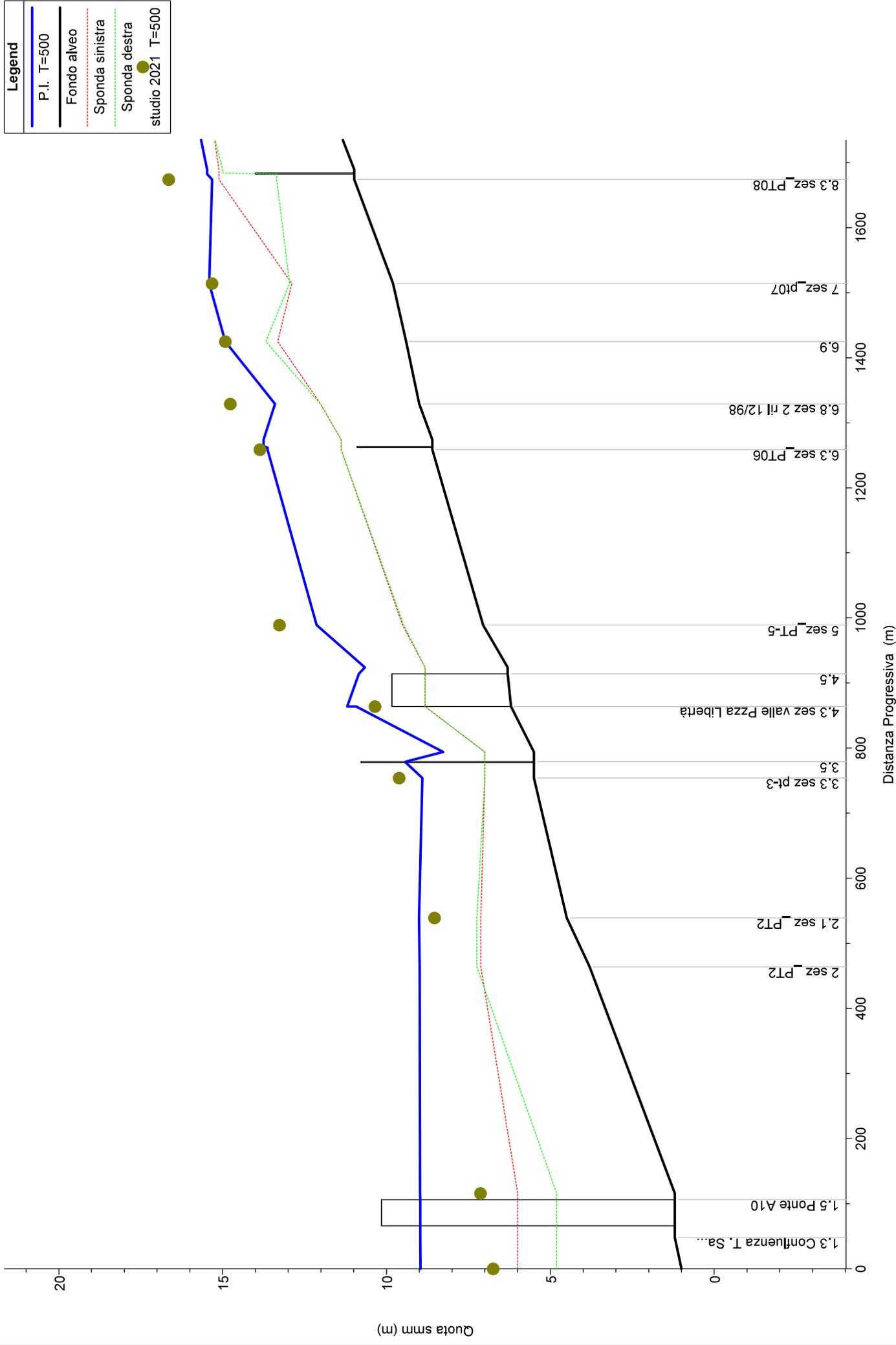
1 cm Horiz. = 75 m 1 cm Vert. = 1.5 m

RIO BASCO - confronto stato attuale PdB/studio 2021



1 cm Horiz. = 75 m 1 cm Vert. = 1.5 m

RIO BASCO - confronto stato attuale PdB/studio 2021



1 cm Horiz. = 75 m 1 cm Vert. = 1.5 m

APPENDICE 1
Metodologie di calcolo attraversamenti e tombini chiusi
Infoworks



Bridges

A Bridge in InfoWorks ICM is modelled as a link. The link is **digitised** between two nodes to define the centre line of the bridge. Once the bridge centre line has been defined, bridge geometry can be built from section data.

Bridge section data can be entered manually in the section data editors accessed via the Bridge [property sheet](#). Alternatively, bridge geometry can be built from [cross section line](#) data.

Once the sections of the bridge have been defined a bridge **boundary is automatically generated** using one of the bridge building tools. The boundary of the Bridge represents a void when [generating a 2D mesh](#).

Openings are defined in the Bridge section properties and may be built from Bridge [Opening](#) objects.

The tools to build bridge sections from line data are found in the **Bridge** submenu of the **Model** menu:

Menu option	Action
Build sections from lines	Creates bridge sections for a selected bridge link from cross section line data .
Build boundary from section ends	Creates a bounding polygon for a selected bridge from upstream and downstream bridge sections.
Insert selected openings into sections	Sets bridge section opening data for selected bridges and bridge opening objects.

The geometry of a Bridge object is defined using five cross sections: river reach sections upstream and downstream of the reach, upstream and downstream faces of the bridge and the bridge deck section.

The location of openings in the bridge section are specified via the Bridge property sheet. The geometry of an opening is defined as a Bridge [Opening](#) object. The geometry and location of piers within each opening can also be defined in the Bridge Opening object. Bridge openings can be associated with bridge sections manually by entering details in the Bridge property sheet, or by using the [Build bridge openings](#) tool.

Culvert inlet and outlet properties are defined as Bridge [Inlet](#) and Bridge [Outlet](#) objects respectively. The inlet and outlet objects are associated with a bridge opening via the **Inlet ID** and **Outlet ID** fields of the opening. Any [blockages](#) in the bridge opening can be defined using the **Inlet blockage ID** and **Outlet blockage ID** fields of the opening.



Note

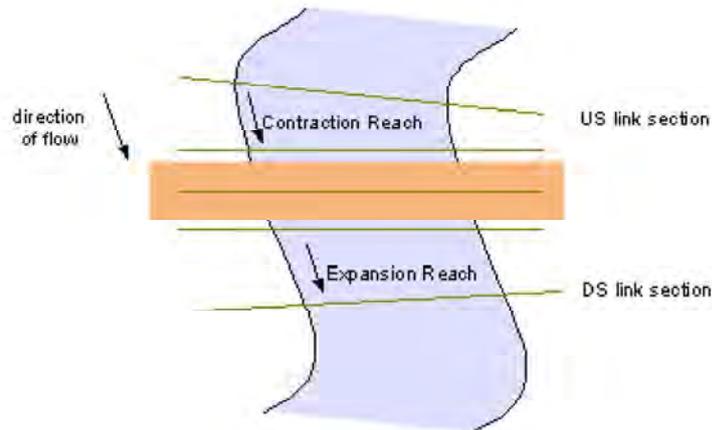
Bridge objects can be reversed in the same way as any other link. Associated Bridge Openings will also be reversed. For each Bridge Inlet or Bridge Outlet that is referenced by a reversed Bridge Opening the Bridge **US node ID and Bridge **link suffix** values will be updated to the reversed bridge values, however the remaining inlet / outlet parameters may require manual update.**

Bridge Sections

The Bridge object consists of five cross sections:

1. **US link section** - upstream end of the link (generally the same section as the downstream section of the previous river reach). The distance between this section and the **US bridge section** defines the length over which contraction of flow occurs.
2. **US bridge section** - upstream face of the bridge, usually located at the upstream toe of the road embankment, or at a short distance downstream of the bridge.
3. **Bridge deck** - bridge deck section at the centre-line of the deck.
4. **DS bridge section** - downstream face of the bridge, usually located at the downstream toe of the road embankment, or at a short distance upstream from the bridge.
5. **DS link section** - downstream end of the link (generally the same section as the upstream section of the next river reach). The section should be located at a distance downstream from the structure

where flow has fully expanded and is not affected by the structure.



Plan view of bridge cross sections

Enter bridge section data manually in the section data editors accessed via the Bridge [property sheet](#). Alternatively, bridge geometry can be built from cross section survey data.

To build bridge sections data from [cross section lines](#):

- Select the Bridge link to be updated
- Select the **Bridge | Build sections from lines** option from the **Model** menu.

Data from the first five cross sections intersected by the Bridge link will be copied to the section data fields of the selected Bridge. A log will be displayed listing which sections have been used to build each bridge section. Cross sections will be reversed if necessary so that they are always displayed from left to right facing downstream.

Building a Bridge Boundary

The cross section data of the bridge must be defined before the boundary can be built.

To build the bridge boundary:

- Select the Bridge link to be updated
- Select the **Bridge | Build boundary from section ends** option from the **Model** menu.

A bounding polygon will be created from upstream and downstream link sections and the end vertices of the upstream deck section, bridge deck section and downstream deck section.

Building Bridge Openings

The cross section data of the Bridge and [Bridge Opening](#) width must be defined before the bridge openings can be built. Bridge openings must be digitised on the GeoPlan Window for this functionality to be used.

For information on defining openings manually in bridge sections, see the [Bridge Openings](#) topic.

To build the bridge openings:

- Select the Bridge link to be updated and the Bridge openings to be associated with the bridge.
- Select the **Bridge | Insert selected openings into sections** option from the **Model** menu.

For each selected opening, InfoWorks ICM performs the following actions:

- Tests that the opening intersects the upstream bridge section, downstream bridge section and bridge deck of a selected bridge
- Tests that the opening lies within the bridge boundary by checking that it is at least half the width of the opening away from the end of the sections

For each bridge opening that passes these test, InfoWorks ICM updates the Bridge sections by:

- Inserting two vertices into each bridge cross section. These are positioned at half the opening width either side of the point at which the bridge opening object intersects the section.
- Setting the **Roughness Manning's n** value of inserted vertices from the previous vertex
- Setting the **Opening** and **Side** fields to the Bridge opening ID and Left / Right as appropriate



Note

If an opening with the same ID has already been defined at the sections of a selected bridge, the existing opening will be removed and the section updated with the selected opening geometry.

Openings that have already been defined will also be removed if the **Opening ID** does not exist in the network, or has **Bridge US node ID** and **Bridge link suffix** fields that do not refer to the selected bridge.

InfoWorks ICM updates the bridge opening object by:

- Setting the **Bridge US node ID** and the **Bridge link suffix** fields to refer to the Bridge object
- Adjusting the geometry of the polyline representing the bridge opening according to the positions at which the opening intersects the bridge sections

Copyright © Innovyze 2019. All rights reserved
InfoWorks ICM version 10.5 - Issued 13 March 2020



Bridges in ICM

Innovyze

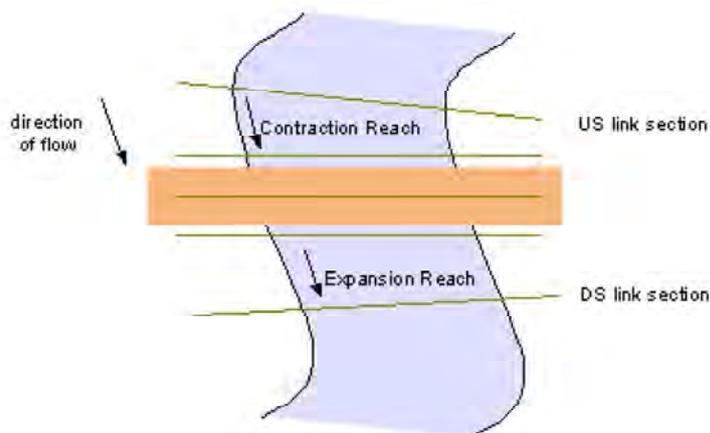
In the InfoWorks ICM user interface, a bridge object is represented as a single object comprised of a link between two nodes (defining the centre line of the bridge) and an associated polygon.

Five cross sections are defined at the link representing:

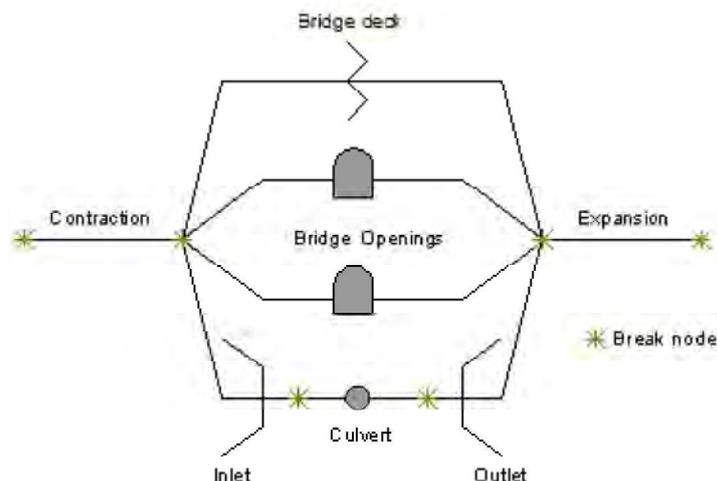
- upstream end of the link, located at the upstream end of the contraction zone
- upstream face of the bridge, at the toe of the embankment
- downstream face of the bridge, at the toe of the embankment
- downstream end of the link, located at the downstream end of the expansion zone
- bridge deck

Bridge opening objects and inlet and outlet objects may also be associated with the bridge link.

(See [Bridges](#) topic for further details.)



In the simulation engine, the bridge object is modelled as a set of objects as described in the schematic below.



- Contraction reach consisting of two sections and user-supplied loss coefficients with [ineffective flow areas](#) blocking the conveyance parts of the downstream section
- A node
- In parallel:
 - A conduit link for each bridge opening, with piers and a user-supplied pier loss coefficient
 - An entry, an exit and a conduit for each culvert
 - An irregular weir for overtop flow
- A node

- Expansion reach consisting of two sections and user-supplied loss coefficients, with **ineffective flow areas** blocking the conveyance parts of the upstream section

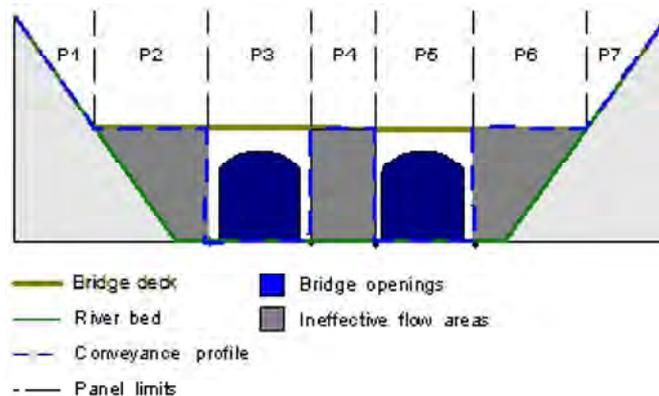
Contraction and Expansion Reaches

The contraction reach from upstream end of link (full width upstream) to upstream bridge face and expansion reach from downstream bridge face to downstream end of link (full width downstream) are modelled in a similar way to river reaches, with additional support for ineffective flow areas and contraction and expansion losses.

Ineffective flow areas

Ineffective flow areas represent the areas outside of openings where no flow occurs until overtopping of the road deck occurs.

InfoWorks ICM determines the ineffective flow areas from bridge opening geometry. For example, a single opening bridge will have two ineffective flow areas: one from the left bank to the left of the bridge opening, and one from the right of the bridge opening to the right bank.



Contraction and expansion losses

Contraction and expansion losses are energy losses associated with the change in the shape of river sections or effective flow area.

The losses are calculated by multiplying a user defined loss coefficient by the absolute value of the change in velocity head between the pair of sections.

Each contraction and expansion reach has two fields for user defined loss coefficients, one for contracting flow, and one for expanding flow to allow reverse flow into account.

Bridge deck

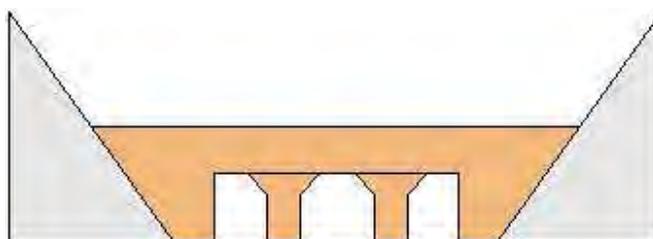
The profile of the bridge deck is defined in the **Bridge deck data** of the bridge object.

InfoWorks ICM models flow over the bridge deck as flow over an **Irregular weir**.

Bridge openings

The location of openings in the bridge section are specified via the Bridge property sheet. The geometry of an opening is defined as a **Bridge Opening** object. The geometry and location of piers within each opening can also be defined in the Bridge Opening object. Bridge openings can be associated with bridge sections manually by entering details in the Bridge property sheet, or by using the **Build bridge openings** tool.

Bridge openings are modelled by using the standard conduit methodology (see the **Hydraulic Theory** topic) with added support for non-prismatic openings and the presence of piers.



Where piers are defined within the opening, the section geometry of the conduit representing the opening is

determined as follows:

- subtract pier area from conduit area
- subtract total pier width from conduit width
- add wetted perimeter for pier sides
- subtract wetted perimeter at invert and soffit

Roughness values are required for both opening and pier surfaces. An equivalent friction factor is determined for the whole wetted perimeter. A fixed headloss may also be defined in the Bridge Opening object to represent pier losses.

Culverts

InfoWorks ICM models culverts as a sequence of culvert inlet, conduit and culvert outlet.

Culvert inlet and outlet properties are defined as [Bridge Inlet](#) and [Bridge Outlet](#) objects respectively. The inlet and outlet objects are associated with a bridge opening via the **Inlet ID** and **Outlet ID** fields of the opening.

Copyright © Innovyze 2019. All rights reserved
InfoWorks ICM version 10.5 - Issued 13 March 2020



Representation of Culverts in InfoWorks

Innovyze
Howbery Park
Wallingford
Oxfordshire
OX10 8BA
United Kingdom
+44 (0)1491 821400
support@innovyze.com
www.innovyze.com



Technical Paper

June 2011

1. Introduction

This report describes culvert inlets and outlets as implemented in InfoWorks ICM. The representation of these structures is based heavily on CIRIA report CP/40 ([Reference 1](#)) and Normann ([Reference 2](#)).

Chapter 1 provides an overview of culvert representation, [Chapter 2](#) presents the various flow conditions and the equations used to calculate headloss in each case. [Chapter 3](#) provides worked examples to demonstrate each case

A culvert is typically used to route flow underneath a structure such as a major road, it usually consists of an inlet structure to 'funnel' the flow into a concrete channel and then out via a similar outlet structure. Several examples and photographs of culverts are presented in [Reference 1](#).

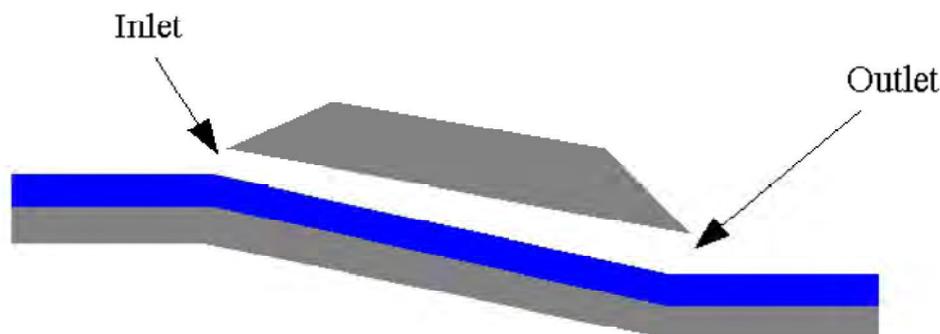


Figure 1 Schematic Long Section (Profile) of a Culvert

The culvert must be correctly modelled to accurately represent the headlosses which occur in the three elements of the culvert:

- The culvert inlet
- The culvert itself
- The culvert outlet

CIRIA ([Ref 1](#), pg 23-25) describes six different flow conditions which dictate how the headlosses should be calculated. In each of the six cases the culvert is said to be either inlet or outlet controlled. In other words, are the headlosses through the culvert dominated by the headlosses at the inlet (inlet controlled) or at the outlet (outlet controlled)? This rather complex set of scenarios is further complicated because whether the culvert is inlet or outlet controlled only affects the inlet calculations. Under all conditions the operation of the culvert itself and the

culvert outlet is governed by the same set of equations.

2. Flow Calculation

2.1 The Inlet

The six scenarios presented in [Reference 1](#) can be reduced to three modes, as presented below.

1. The flow at the upstream end of the culvert is super-critical and the culvert is un-submerged, presented in [Chapter 2.1.1](#).
2. The flow at the upstream end of the culvert is super-critical and the culvert is submerged, presented in [Chapter 2.1.2](#).
3. The flow at the upstream end of the culvert is sub-critical, presented in [Chapter 2.1.3](#).

Whether the culvert is super or sub-critical, is dependent on the Froude number.

$Fr > 1$ then super-critical

$Fr < 1$ then sub-critical

$$Fr = \left(\frac{v^2}{gh} \right)^{0.5} \quad (1)$$

Fr = Froude number

v = Velocity

g = 9.81 m/s²

h = Depth

Whether the inlet is submerged or un-submerged does not simply depend on if the water level exceeds the soffit of the culvert, it depends on the discharge intensity according to CIRIA ([Ref 1](#) pg 133).

$$DI = \frac{1.811Q}{AD^{0.5}} \quad (2)$$

DI = discharge intensity

Q = design discharge (m³/s)

A = culvert area (m²)

D = culvert height (m)

- If DI < 3.5 then the culvert is un-submerged.
- If DI > 4.0 then the culvert is submerged.
- If DI is between 3.5 and 4.0, it is in a transition zone where there is linear interpolation between the two equations, based on the larger of the flows.

It is possible to tell which mode a culvert is operating in, by tabulating or graphing its 'status'. This option is only available if the Timestep Log box is ticked when the simulation is scheduled. This box is located under 'Diagnostics' in the Run dialog. Table 1 presents the status number corresponding to each flow condition.

Condition	Status Value
Super-critical and un-submerged	1
Super-critical and submerged	5
Super-critical and transition	33
Sub-critical	9
Sub-critical, linearised	25
Reverse flow	3
Inactive	0

2.1.1 Super Critical and Un-submerged

In this case the flow at the upstream end of the culvert (immediately downstream of the inlet) is super-critical, Froude number greater than 1.0, and the discharge intensity is less than 3.5.

Depending on the type of inlet structure, as defined in CIRIA (Ref 1 Table D1, pg 151) either of two equations A and B can be used to calculate the water level immediately upstream of the inlet. Both equations are presented in CIRIA (Ref 1 pg 134.)

Equation A:

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[\frac{1.811Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S \quad (3)$$

HW_i = water depth at the inlet (m)

K, M = constants taken from CIRIA (Ref 1 Table D1, pg 151)

S = culvert slope

$$H_c = y_c + \frac{v_c^2}{2g} \quad (4)$$

y_c = critical depth (m)

v_c = critical velocity

To find y_c and v_c , solve the equation below for A_c .

$$\frac{Q^2 T}{g A_c^3} = 1 \quad (5)$$

A_c = area of flow at critical depth (m²)

T = culvert width (m)

Equation B:

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[\frac{1.811Q}{AD^{0.5}} \right]^M \quad (6)$$

2.1.2 Super-critical and Submerged

In this case the flow in the channel is super-critical, Froude number greater than 1.0, and the discharge intensity is greater than 4.0.

Here the water depth at the inlet is calculated from the equation.

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[\frac{1.811Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S \quad (7)$$

c, Y = constants taken from CIRIA (Ref 1 Table D1, pg 151)

2.1.3 Sub-critical

The flow in the channel is sub-critical, Froude number less than 1.0.

In this situation the relevant equation 5, 6 or 7 above can be superceded by equation 8 below, if it provides a higher water level in the channel immediately upstream of the culvert inlet.

$$h_i = K_i \frac{V_b^2}{2g} \quad (8)$$

h_i = headloss across inlet

K_i = constant taken from CIRIA (Ref 1) (Table D1, pg 151)

V_b = velocity in the culvert

Equation 8 is presented in CIRIA (Ref1 pg 141):

Note that there are discrepancies between the K, M, c and Y constants quoted in References 1 and 2.

2.2 Culvert Headloss

The culvert itself covers three elements of headloss.

- Headloss due to trash screens (CIRIA Ref 1 pg 137)
- Headloss due to bends (CIRIA Ref 1 pg 141)
- Headloss due to friction (CIRIA Ref 1 pg 143)

Headloss due to friction is represented by specifying a channel roughness (Manning or Colebrook White) for the culvert.

The headloss due to trash screens and bends is represented by calculating a fixed headloss coefficient K and applying it to the upstream end of the culvert.

K is calculated by solving the equation:

$$h_T = \frac{Kv^2}{2g} \quad (9)$$

$$h_T = h_s + h_b \quad (10)$$

h_s = headloss due to trash screens

h_b = headloss due to bends

$$h_s = K_s \left[\frac{V_s^2 - V_{UC}^2}{2g} \right] \quad (11)$$

K_s = screen coefficient (assumed to be 1.5 from (CIRIA Ref 1 pg 139))

V_s = velocity between the trash screen bars, simply calculated from the 'total bar area' in the upstream channel

V_{UC} = velocity in the upstream channel

$$h_b = K_b \frac{V_b^2}{2g} \quad (12)$$

K_b = bend coefficient, taken from (CIRIA Ref 1 Design Chart D5 Appendix A1)

The downstream end of the culvert is specified with a headloss of 'none'.

2.3 Outlet Headloss

Regardless of the flow conditions, the headloss in the outlet is calculated from the equation:

$$h_o = K_o \left[\frac{V_b^2}{2g} - \frac{V_{dc}^2}{2g} \right] \quad (13)$$

K_o = outlet headloss coefficient, usually 1.0 (CIRIA Ref 1, pg 141)

V_b = velocity in the culvert

V_{dc} = velocity in channel immediately downstream of the culvert

3. Worked Examples

A typical culvert arrangement is presented in Figure 2 below.

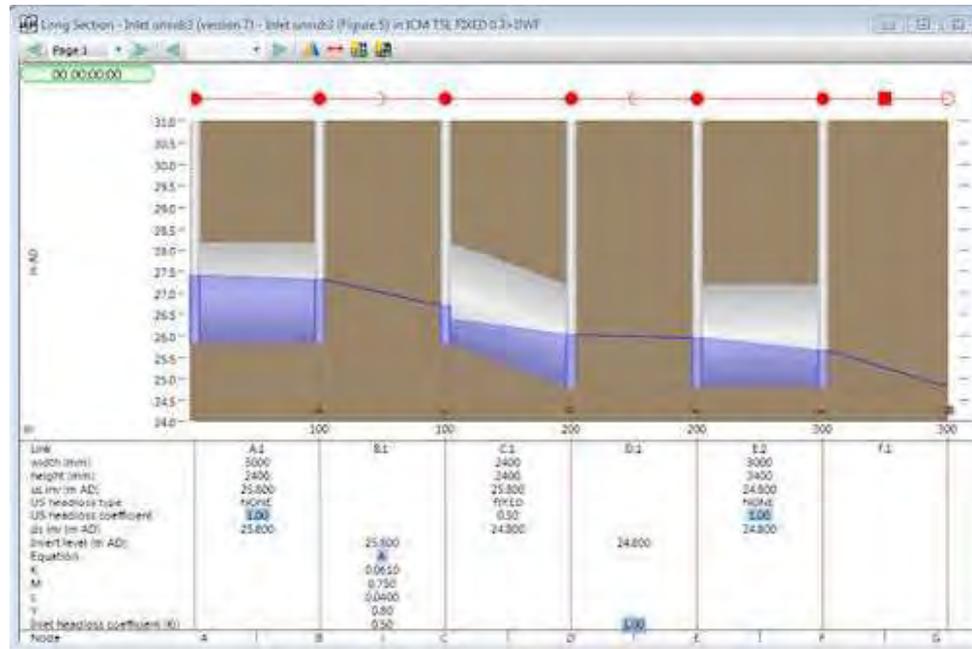


Figure 2 Representation of a Culvert

A.1 is the upstream channel, B.1 is the culvert inlet, C.1 is the culvert itself, D.1 is the culvert outlet, E.1 is the downstream channel and F.1 is a weir, which is simply applied in order to raise the downstream water level and is not usually required in culvert design (in this analysis it is not used at all.)

All coefficients must be specified even if the flow conditions mean that they will not be used.

This Chapter presents the following examples:

- Chapter 3.1, super-critical and un-submerged, using Equation A. In this example the full calculations are completed for the inlet, the culvert itself and the outlet. In the remaining examples only the method of calculation for the headloss in the inlet changes and therefore it is only the inlet calculations that are presented.
- Chapter 3.2, super-critical and un-submerged, using Equation B.
- Chapter 3.3, super-critical and submerged.
- Chapter 3.4, sub-critical flow, but inlet conditions (equations 5, 6 or 7) dominate.
- Chapter 3.5, sub-critical flow, but outlet conditions (equation 8) dominates.

3.1 Super-critical and Un-submerged, Equation A

This example uses the network shown in Figure 2 and a constant inflow of $6.4 \text{ m}^3/\text{s}$.

The results are presented in Figure 3.

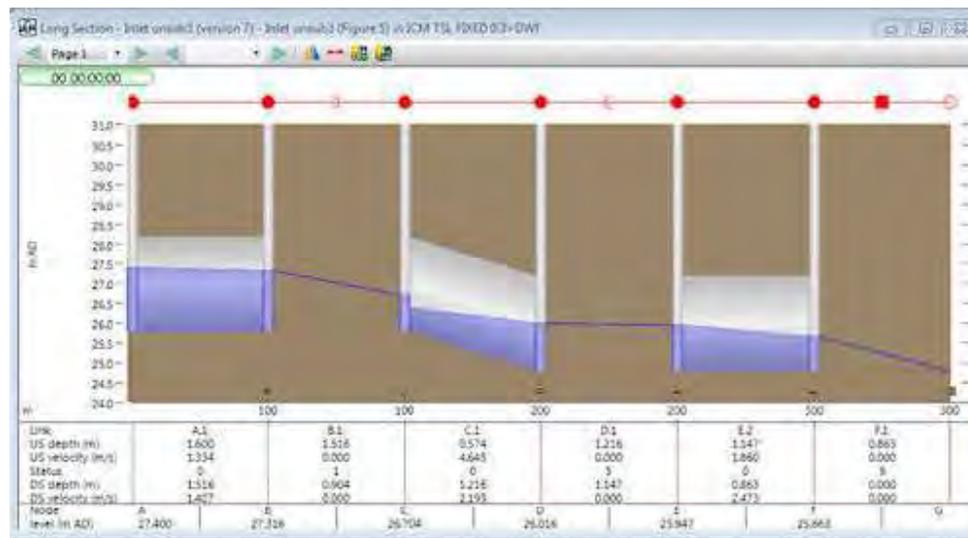


Figure 3 Super-critical, un-submerged, Equation A

3.1.1 Inlet Headloss Calculations

Calculate the Froude number, from equation 1:

$$Fr = \left(\frac{4.645^2}{9.81 \times 0.574} \right)^{0.5} = 1.957 > 1, \text{ therefore super-critical}$$

Calculate discharge intensity from equation 2:

$$DI = \frac{1.811 \times 6.4}{2.4^2 \times 2.4^{0.5}} = 1.30 < 3.5, \text{ therefore un-submerged}$$

The culvert inlet has a status of 1, which matches the condition presented in Table 1.

Assume that the inlet is 90 and 15 degree rectangular concrete wingwalls. The coefficients to be used are presented in Figure 2.

From equation 5:

$$\frac{6.4^2 \times 2.4}{9.81 \times A_c^3} = 1 \quad \text{therefore } A_c = 2.15$$

therefore $y_c = 2.15/2.4 = 0.898$ m

$$v_c = 6.4/2.15 = 2.976 \text{ m/s}$$

From equation 4:

$$H_c = 0.898 + \frac{2.976^2}{2 \times 9.81} = 1.35 \text{ m}$$

From equation 3:

$$\frac{HW_i}{2.4} = \frac{1.35}{2.4} + 0.061 \left[\frac{1.811 \times 6.4}{5.76 \times 2.4^{0.5}} \right]^{0.75} - 0.5 \times 0.01$$

Therefore $HW_i = 1.516$ m.

From Figure 3 it can be seen that the water depth at the downstream end of the channel (link A.1) is 1.516 m.

3.1.2 Culvert Headloss Calculations

To solve equation 11:

From Figure 3 it can be seen that $V_{uc} = 1.407$ m/s.

Assume that the bars cover 20% of the available area, therefore:

$$V_s = 1.407 / 0.8 = 1.759$$

$$h_s = 1.5 \left[\frac{1.759^2 - 1.407^2}{2 \times 9.81} \right] = 0.085 \text{ m}$$

Taking a value of k_b of 0.214 from Design Chart D5 of CIRIA (Ref 1) and solving equation 12, gives a value of $h_b = 0.213$ m

Therefore from equation 10, $h_T = 0.213 + 0.085 = 0.298$ m.

Solving for K in equation 9 gives:

$$0.298 = \frac{K \times 4.416^2}{2g}$$

Therefore $K = 0.3$, which is applied to the upstream end of the culvert as shown in Figure 2.

The results in Figure 3 show that the depth at the upstream end of the culvert (link C.1) is 0.574 m. The culvert invert level is 25.80 m. Therefore the water level at the upstream end of the culvert = 26.374 m. From Figure 3 it can also be seen that the water level in the manhole immediately upstream of the culvert (node C) is 26.704. Therefore the headloss calculated by InfoWorks is $26.704 - 26.374 = 0.330$ m.

From the standard head loss equation 9:

$$h = \frac{0.3 \times 4.645^2}{2 \times 9.81} = 0.33 \text{ m}$$

This matches the model results.

3.1.3 Culvert Outlet Headloss Calculations

Solving equation 13, using the value of $K_o=1.0$ (as shown in Figure 2) and the values of V_b and V_{dc} shown in Figure 3, gives:

$$h_o = 1.0 \left[\frac{2.193^2}{2 \times 9.81} - \frac{1.860^2}{2 \times 9.81} \right] = 0.069 \text{ m}$$

From Figure 3 it can be seen that the depth in the downstream end of the culvert is 1.216 m and the depth in the upstream end of the channel is 1.147 m. Therefore the headloss across the culvert outlet is 0.069 m, which matches the manual calculations.

3.2 Super-critical and un-submerged, Equation B

In this example only the inlet calculations are presented as the culvert and outlet are the same as presented in Chapter 3.1.

This example uses the networks shown in Figure 2 and a constant inflow of $6.4 \text{ m}^3/\text{s}$. Values of $K = 0.515$ and $M = 0.667$ are used, which are consistent with Table D.1 of Reference 1.

The results are presented in Figure 4.

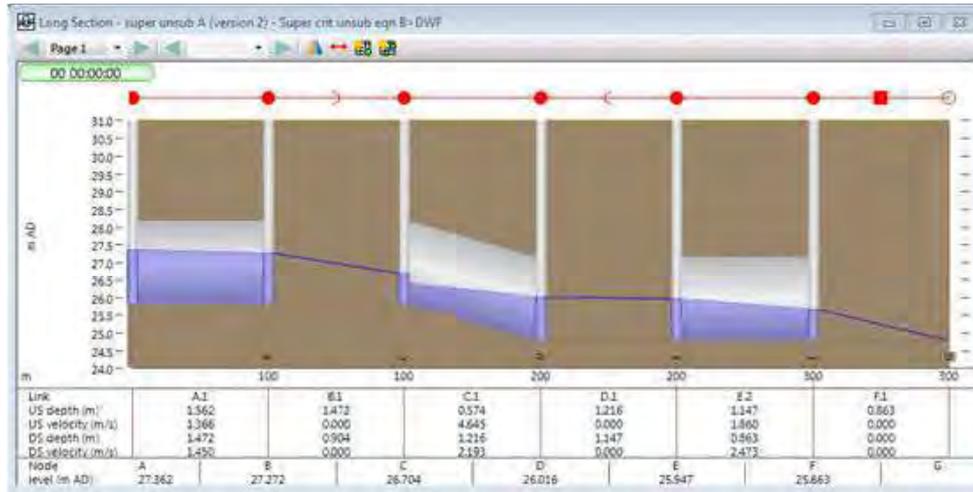


Figure 4 Super-critical, un-submerged, Equation B

$$\frac{HW_i}{2.4} = 0.515 \left[\frac{1.811 \times 6.4}{5.76 \times 2.4^{0.5}} \right]^{0.667} = 1.472$$

From Figure 4 it can be seen that the depth at the downstream end of the channel (link A.1) is 1.472 m.

3.3 Super-critical and Submerged

Here only the inlet calculations are shown, because as mentioned previously, the headloss in the culvert itself and the outlet are calculated by the same method as the un-submerged condition. This example uses the same culvert arrangement as shown in Figure 2, except the height for the culvert is reduced from 2.4 to 1.0 m. Therefore from equation 2:

$$DI = \frac{1.811 \times 6.4}{2.4 \times 1.0 \times 1.0^{0.5}} = 4.83 > 4.0, \text{ therefore submerged}$$

Therefore from equation 7 and Figure 2:

$$\frac{HW_i}{1.0} = 0.04 \left[\frac{1.811 \times 6.4}{2.4 \times 1.0 \times 1.0^{0.5}} \right]^2 + 0.8 - 0.5 \times 0.01$$

$$HW_i = 1.728 \text{ m}$$

From Figure 5 it can be seen that the status of the culvert inlet is 5, matching the condition presented in Table 1. The depth at the downstream end of the channel predicted by the model is 1.728 m, this matches the manual calculations.

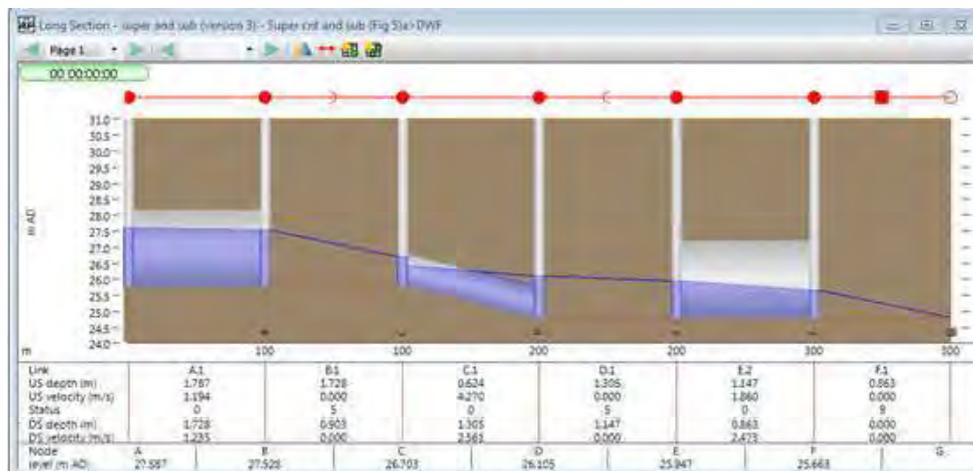


Figure 5 Super-critical Submerged Condition

3.4 Sub-critical (Equation 5 dominating)

In sub-critical flow, the upstream water level is defined by the maximum of either the inlet (equation 5) or outlet (equation 8) conditions.

In this example, again only the inlet calculations are provided, as the methodology for the culvert itself and the outlet are unaffected. This calculation uses the same culvert arrangement as shown in Figure 2, except the downstream end of the culvert, culvert outlet and downstream channel are raised from 24.8 to 25.7, effectively reducing the culvert slope from 0.01 to 0.001. The upstream headloss for the culvert (link C.1) is set to 0.9.

The results of this simulation are presented in Figure 6.

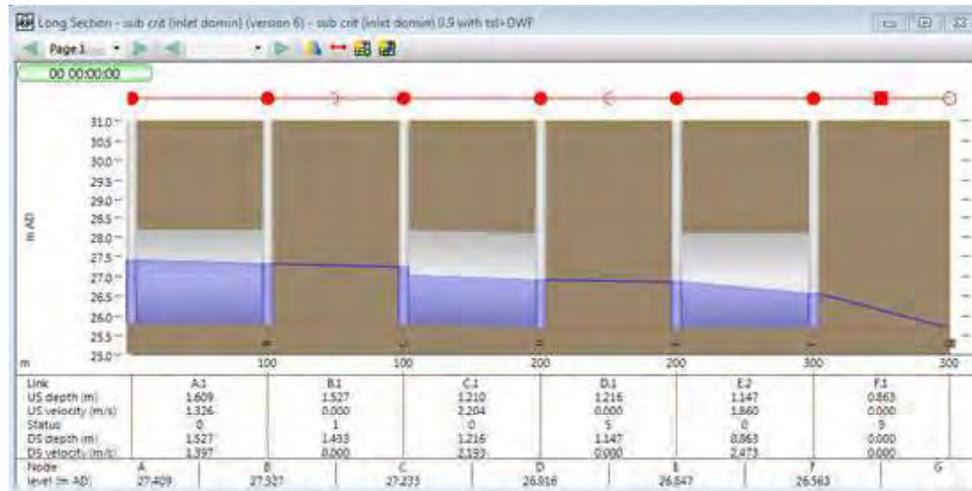


Figure 6 Sub-critical Condition Inlet Control Dominating

From equation 1:

$$Fr = \left(\frac{2.204^2}{9.81 \times 1.21} \right)^{0.5} = 0.640 \quad \text{therefore sub-critical}$$

Therefore either inlet or outlet control will dominate, based on whichever gives the greatest depth.

Inlet control

From equation 3:

$$\frac{HW_i}{2.4} = \frac{1.35}{2.4} + 0.061 \left[\frac{1.811 \times 6.4}{5.76 \times 2.4^{0.5}} \right]^{0.75} - 0.5 \times 0.001$$

$$HW_i = 1.527$$

Outlet control

From equation 9:

$$h = \frac{0.9 \times 2.204^2}{2 \times 9.81} = 0.223 \text{ m}$$

Therefore level at upstream end of culvert (node C) equals:

Invert + upstream depth + headloss = 25.8 + 1.21 + 0.223 = 27.233 m, which matches the result presented in Figure 6.

Therefore the velocity at the downstream end of the inlet equals:

$$Q/A = 6.4 / (1.21 + 0.223) \times 2.4 = 1.86 \text{ m/s}$$

Therefore, from equation 8:

$$h_i = 0.5 \frac{1.86^2}{2 \times 9.81} = 0.088 \text{ m}$$

Therefore $HW_o = 1.21 + 0.223 + 0.088 = 1.521$ m

$HW_i > HW_o$ and therefore HW_i dominates

The HW_i value of 1.527 m matches the upstream depth of link B.1 presented in Figure 6.

Note that the culvert inlet status is defined as 1.0, which from Table 1 corresponds to a super-critical and un-submerged condition. This is an indication that the inlet control equation is dominating, as it would under such flow conditions.

3.5 Sub-critical (Equation 8 dominating)

This example matches that presented in Chapter 3.4 except the headloss at the upstream end of the culvert (link C.1) is increased from 0.9 to 1.5. The results are presented in Figure 7.

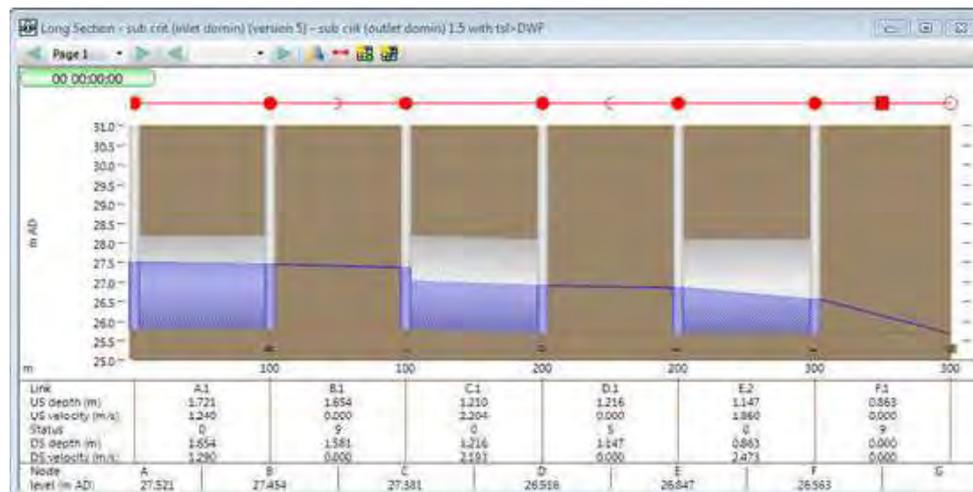


Figure 7 Sub-critical Condition Outlet Control Dominating

The calculation of HW_i is unaffected, remaining at 1.527 m.

Outlet control

From equation 9:

$$h = \frac{1.5 \times 2.204^2}{2 \times 9.81} = 0.371 \text{ m}$$

Therefore level at upstream end of culvert (node C) equals:

Invert + upstream depth + headloss = $25.8 + 1.21 + 0.371 = 27.381$ m, which matches the result presented in Figure 7.

Therefore the velocity at the downstream end of the inlet equals:

$$Q/A = 6.4 / (1.21 + 0.371) \times 2.4 = 1.687 \text{ m/s}$$

Therefore, from equation 8:

$$h_i = 0.5 \frac{1.687^2}{2 \times 9.81} = 0.073 \text{ m}$$

Therefore $HW_o = 1.21 + 0.371 + 0.073 = 1.654$ m

Now $HW_o > HW_i$ and therefore HW_o dominates.

The value of HW_o matches the upstream depth in the inlet (link B.1) presented in Figure 7.

Note that the status of the culvert inlet is now 9.

References

1. D Ramsbottom, R May and C Rickard. Hydraulic Design of Culverts, CIRIA Funders Report CP/40, November 1996.
2. Jerome M Normann, Robert J Houghtalen and William J Johnston. Hydraulic Design of Culverts, Report No.

FHWA-NH1-01-020 HDS 5.

Article © Innovyze 2011

Copyright © Innovyze 2019. All rights reserved
InfoWorks ICM version 10.5 - Issued 13 March 2020