



Autorità di Bacino Distrettuale
dell'Appennino Settentrionale

TORRENTI VALLECROSA, BORGHETTO E RII MINORI

Ambito di Bacino n.2 - NERVIA

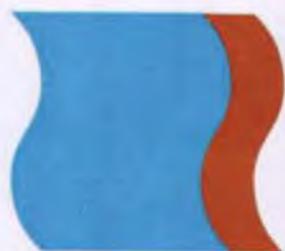
PIANO DI BACINO STRALCIO PER LA TUTELA DAL RISCHIO IDROGEOLOGICO



STUDIO IDRAULICO DI DETTAGLIO **RIO RATTACONIGLI**

APPROVAZIONE DEL PIANO	Delibera del Consiglio Provinciale di Imperia n. 86 del 15/10/2002
ULTIMA MODIFICA DELL'ELABORATO	Decreto del Direttore Generale n. 1905 del 05/04/2019
ENTRATA IN VIGORE	BURL n. 17 del 24/04/2019 – parte II

ANALISI DELLO STATO ATTUALE



FONDAZIONE NOTARI-LORENZI

PROGETTO DI STRUTTURA
R.S.A. SOCIO-SANITARIA-ASSISTENZIALE
IN COMUNE DI BORDIGHERA (IM)



Analisi idrauliche integrative degli eventi di piena del rio Rattaconigli

Relazione tecnica

CITTA' DI BORDIGHERA	
11 GEN 17	0700816
PROTOCOLLO GENERALE	

REGIONE LIGURIA SETTORE DIFESA DEL SUOLO SAVONA E IMPERIA pervenuto in data	
17 GEN 2017	CODICE DOCUMENTO
3208	00100.DOC LD
Prot. n. PG 2017/16584	ELABORATO
Class./Fasc. 2017/G13 K3/15	1

Hydrodata SpA
Via Pomba, 23
10123 Torino - Italia
Tel. +39 11 55 92 811
Fax +39 11 56 20 620
e-mail: hydrodata@hydrodata.it
sito web: www.hydrodata.it

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO
A1720 Dtt. Ing. Luca Aldo Remo Dutto

00	SET. 16	M. CARGNELUTTI	L. DUTTO	L. DUTTO	
REV.	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZAZIONE	MODIFICHE

INDICE

1. PREMESSA	1
2. ANALISI CRITICA DELLO STATO ATTUALE DEI LUOGHI	4
2.1 Rio Rattaconigli a monte di via Romana	4
2.2 Attraversamento della via Romana	7
2.3 Rio Rattaconigli a valle di via Romana	9
3. CARATTERIZZAZIONE DEL BACINO E IDROLOGIA DI PIENA	12
3.1 Caratterizzazione geologica di sintesi	12
3.2 Caratteri idrologici del bacino	15
3.3 Portate di piena e analisi dell'evento idrologico critico	19
3.3.1 Dati di progetto da normativa vigente	19
3.3.2 Considerazioni in merito al valore della portata di piena	20
3.4 Determinazione dell'idrogramma di piena di progetto	23
3.5 Modalità di analisi di eventi di pioggia di durata inferiore all'ora	25
3.6 Analisi di eventi storici	27
3.7 Considerazioni conclusive e valutazione della massima portata defluibile nel rio	29
4. DATI TOPOGRAFICI	34
5. STATO DI RISCHIO DA PIANIFICAZIONE IDRAULICA VIGENTE	36
6. ALLESTIMENTO DELLA MODELLISTICA IDRAULICA	38
6.1 Approccio metodologico	38
6.2 Condizioni al contorno di valle (mare)	40
6.3 Messa a punto del modello monodimensionale	42
6.4 Messa a punto del modello bidimensionale delle aree esterne all'alveo	46
6.4.1 Costruzione della griglia di calcolo	46
6.4.2 Parametri e condizioni al contorno del modello MIKE Flood	48
6.5 Messa a punto del modello bidimensionale di dettaglio del canale	48
6.5.1 Costruzione del modello geometrico	49
6.5.2 Parametri e condizioni al contorno	51
6.6 Scenari di simulazione e sistemazioni in progetto	52
7. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI	56
7.1 Verifica idraulica in moto permanente delle sistemazioni fluviali	56
7.1.1 SIM1: stato attuale con portata duecentennale	56
7.1.2 SIM2: stato di progetto con portata duecentennale	58
7.1.3 Analisi e confronto dei risultati	60
7.1.4 SIM3: variante 1 di sistemazione, con portata duecentennale	62
7.2 Analisi bidimensionale dei fenomeni di sovralzo in curva	65
7.2.1 SIM4: stato attuale, portata duecentennale	65
7.2.2 SIM5: stato di progetto, portata duecentennale	70
7.3 Dinamiche di piena per l'evento duecentennale	72

7.3.1	SIM6: stato attuale	72
7.3.2	SIM7: sistemazione senza progetto	78
7.3.3	SIM8: stato di progetto	83
7.3.4	SIM9: "variante 2" di progetto	88
7.3.5	Considerazioni di confronto	94
7.4	Dinamiche di piena per l'evento cinquantennale	96
7.4.1	SIM10: stato attuale	96
7.4.2	SIM11: stato di progetto	98
7.4.3	SIM12: variante 2 di progetto	100
7.5	Tracciamento delle fasce fluviali	102
7.5.1	Riferimenti normativi	102
7.5.2	Considerazioni relative alle fasce fluviali nell'area interessata dal progetto della RSA	104
7.5.3	Tracciamento delle fasce fluviali del rio Rattaconigli	108
8.	SINTESI DELLO STUDIO E OSSERVAZIONI CONCLUSIVE	116

ALLEGATI

ALLEGATO 1 - Descrizione del codice di calcolo MIKE 11 – HD.

ALLEGATO 2 - Descrizione del codice di calcolo MIKE 21 – HD.

ALLEGATO 3 - Descrizione del codice di calcolo MIKE 11 – UHM.

ALLEGATO 4 - Confronto tra l'evoluzione temporale delle esondazioni indotte dall'evento di piena con TR=200 anni nello scenario attuale e in quello di progetto.

ALLEGATO 5 - Risultati delle simulazioni delle dinamiche di piena per l'evento cinquantennale.

ALLEGATO 5a – Risultati della SIM10.

ALLEGATO 5b – Risultati della SIM11.

ALLEGATO 5c – Risultati della SIM12.

ALLEGATO 6 - Tracciamento delle fasce fluviali.

ALLEGATO 6a – Fascia fluviale A.

ALLEGATO 6b – Fascia fluviale B.

ALLEGATO 7 - Monografia del caposaldo IGM utilizzato per l'aggancio del rilievo topografico.

1. PREMESSA

La Fondazione Notari-Lorenzi ha promosso un importante intervento per la costituzione di un polo di eccellenza di servizi sanitari e socio-assistenziali in posizione centrale alla pianura intemelia Bordighera/Ventimiglia, in adiacenza con l'area ospedaliera Saint Charles, che consenta ai pazienti la possibilità di ricevere riabilitazioni funzionali specialistiche entro il territorio provinciale (gli obiettivi sanitari prevedono in particolare la realizzazione di un reparto Alzheimer con 16 letti e reparti di riabilitazione post-ospedalieri e anziani acuti, per un totale di 132 posti letto).

L'inserimento della Residenza Sanitaria Assistenziale (RSA) nell'area adiacente all'Ospedale Saint Charles è finalizzato a uno stretto rapporto di sinergia concordato con l'ASL, al fine di potenziare l'asse ospedaliero-sanitario-assistenziale a vantaggio di tutta l'area intemelia di ponente tra Bordighera, Vallecrosia, Camporosso, Ventimiglia e le sue valli; la Regione Liguria (Presidenza e Assessorato ai Servizi Sociali e Sanitari) e l'ASL Imperiese n.1 patrocinano l'intervento proposto, sia a fronte della carenza in tale area di oltre 140 posti letto convenzionati che per l'alta qualità ed eccellenza dei servizi sanitari proposti, oltre che per l'importante aspetto occupazionale dell'iniziativa (sono previsti 130 nuovi posti di lavoro specialistici stabili oltre all'indotto). Il Comitato dei Sindaci del Distretto Sociosanitario Intemelio con parere del 15 maggio 2013 ha dichiarato "di pubblico interesse" la proposta progettuale.

Il progetto consiste dal punto di vista tecnico nella costruzione di un fabbricato adibito a RSA e nella sistemazione dei terreni circostanti, con realizzazione di aree a parcheggio e verde pubblico, e modifica della viabilità locale.

Nelle seguenti Figura 1 e Figura 2 si riportano prospetti del fabbricato e una planimetria generale dell'intervento, estratti dalla revisione "quater" del progetto (febbraio 2014), con la finalità di rappresentare il complesso delle opere previste; per maggiori dettagli sulle caratteristiche geometriche e dimensionali dei vari manufatti si rimanda agli specifici elaborati di progetto nella versione più aggiornata disponibile.



Figura 1 – Prospetto lato Nord del fabbricato; in destra la sezione pensile tra muri del rio Rattaconigli.



Figura 2 – Prospetto lato Est del fabbricato e planimetria generale dell'intervento.

Il Comune di Bordighera ha originariamente fissato la Conferenza dei Servizi in sede referente per l'intervento proposto in data 11/12/2013. La Provincia di Imperia ha successivamente richiesto documentazione tecnico idraulica mancante, e quindi una serie di integrazioni e chiarimenti su quanto a più riprese trasmesso dal proponente.

La Conferenza dei Servizi deliberante, fissata dal Comune in data 15/03/2016, è stata rinviata a data da destinarsi a causa della necessità da parte della Provincia di acquisire ulteriori approfondimenti idraulici al fine di esprimere il parere di competenza.

A seguito dell'invio di ulteriore documentazione tecnica da parte del proponente (16, 25 e 29 marzo 2016) e dell'entrata in vigore (il 7 aprile 2016) del regolamento regionale 16 marzo 2016, n.3, recante disposizioni in materia di tutela delle aree di pertinenza dei corsi d'acqua, l'Amministrazione Provinciale di Imperia, settore Difesa del Suolo di Savona e Imperia, in data 13 aprile 2016 ha comunicato con lettera prot. 2016/P/0011312/PEC al Comune di Bordighera che *"l'analisi di pericolosità idraulica di stato attuale e di progetto, nonché le previsioni progettuali di intervento sul rio Rattaconigli per la mitigazione del rischio idraulico, non siano sufficientemente esaustive per esprimere parere favorevole nonché autorizzare la realizzazione dell'edificio all'interno della fascia di rispetto del Piano di Bacino e gli interventi idraulici ad esso associati"*.

Nella medesima lettera sono individuati in particolare 6 aspetti critici che si richiede di risolvere per consentire all'Ente di concludere l'istruttoria, sintetizzati come segue.

1. È necessario eseguire uno studio idraulico in moto vario in grado anche di valutare le modalità di propagazione verso valle delle esondazioni che avvengono a monte dell'attraversamento della via Romana.
2. Occorre valutare se le opere in progetto (evitando o mitigando le esondazioni nel tratto in esame) non provochino un peggioramento delle condizioni di rischio idraulico più a valle; il modello deve quindi essere esteso fino alla foce in mare.
3. Con riferimento alle soluzioni ipotizzate dal progettista in termini di interventi di mitigazione del rischio idraulico, ed in particolare ad una nuova tombinatura prevista sotto via Conca Verde, si richiedono elaborati progettuali completi.
4. Con riferimento agli interventi di cui al punto 3, il sistema di captazione delle acque lungo via Conca Verde dovrebbe essere dimensionato più accuratamente dal punto di vista idraulico.
5. Con riferimento agli interventi di cui al punto 3, il pozzetto di confluenza dei due canali risulterebbe non adeguato; inoltre si ribadisce come per l'analisi delle portate effettivamente derivabili occorra fare riferimento a un modello idraulico più accurato.
6. Occorre rivedere il dimensionamento dell'adeguamento della sistemazione del rio Rattaconigli a valle della via Romana tenendo conto dei franchi idraulici e dei valori di scabrezza previsti dal Piano di Bacino. È necessario inoltre variare l'impostazione progettuale per l'adeguamento del ponticello esistente nel primo tratto del canale, per evitare la formazione di due risalti idraulici ravvicinati, a favore di *"una configurazione che garantisca condizioni di deflusso prossime a quelle di moto uniforme"*.

Il proponente ha pertanto affidato alla scrivente Hydrodata la predisposizione di uno studio idraulico in grado di ottemperare a quanto richiesto, con analisi e valutazioni ex novo che sostituiscono quanto precedentemente consegnato.

Lo studio, descritto nella presente relazione, ha portato all'individuazione di alcuni accorgimenti e modifiche al progetto, finalizzate alla mitigazione del rischio e alla sistemazione idraulica del rio Rattaconigli, che sono state recepite nella versione definitiva consegnata.

Il documento fornisce in particolare risposta ai punti 1, 2 e 6 del precedente elenco; i punti 3, 4 e 5 non sono stati trattati in quanto le opere originariamente ipotizzate (oggetto delle richieste della Provincia) non sono più state previste, individuando una diversa impostazione progettuale.

Lo sviluppo dello studio ha comportato:

- l'esecuzione di specifici sopralluoghi e l'analisi critica dell'assetto idraulico di stato attuale, anche con riferimento a quanto riportato dal vigente Piano di Bacino per i rii Vallecrosia e Borghetto;
- l'esecuzione di un rilievo topografico celerimetrico delle aree di interesse (compreso l'alveo del rio fino alla foce) e l'acquisizione del modello numerico del terreno derivante dal rilievo LIDAR del Ministero per l'Ambiente, la Tutela del Territorio e del Mare;
- caratterizzazione idrologica e geomorfologica sintetica del bacino contribuente;
- l'allestimento di un modello numerico integrato monodimensionale-bidimensionale, per effettuare un'analisi idraulica avanzata delle modalità di propagazione della piena;
- l'analisi di differenti scenari idrodinamici per la verifica sia delle opere di sistemazione previste che dell'estensione delle aree esondabili, con riferimento a diversi tempi di ritorno;
- la perimetrazione delle fasce fluviali per il rio Rattaconigli;
- la definizione di interventi di mitigazione del rischio da recepire nella versione definitiva del progetto.

2. ANALISI CRITICA DELLO STATO ATTUALE DEI LUOGHI

2.1 Rio Rattaconigli a monte di via Romana

L'area di testata del bacino imbrifero del rio Rattaconigli è pressoché completamente artificializzata, in quanto la vallecola è stata oggetto di interventi di urbanizzazione per realizzazione di edilizia residenziale.

In particolare non esiste attualmente un alveo del rio individuabile, a meno di un breve tratto iniziale ancora con terreno incolto (Figura 3): il sedime originario del rio e delle incisioni laterali è oggi una strada asfaltata (via Conca Verde), sistemata a tornanti o con tratti rettilinei a forte pendenza, come esemplificato nelle figure che seguono.

La strada è generalmente delimitata da muri o muretti laterali che tendono a confinare gli afflussi diretti di pioggia; lateralmente i fabbricati residenziali e le aree di pertinenza (con frequenti aree a verde drenanti) hanno propri sistemi di drenaggio delle acque di pioggia che non sempre scolano superficialmente verso la strada, ma verosimilmente sono collettati e addotti al collettore fognario che si sviluppa al di sotto del piano viabile.

Quest'ultimo, per il quale non è stato possibile reperire informazioni di dettaglio (a meno di quanto già ricostruito negli elaborati di progetto), è visibile solo in un punto nella porzione di monte del bacino, dove sbocca all'aperto in un pozzetto di salto in corrispondenza di un tornante (Figura 4, Figura 5) e presenta geometria circolare e un diametro di circa 1,1 m.



Figura 3 – Tratto sommitale del rio (sx); vista verso valle dallo stesso punto (dx).



Figura 4 – Strada asfaltata che si sviluppa a tornanti sull'originario alveo del rio; la freccia indica lo sbocco di un tombino circolare del sistema di drenaggio entro un pozzetto di salto.

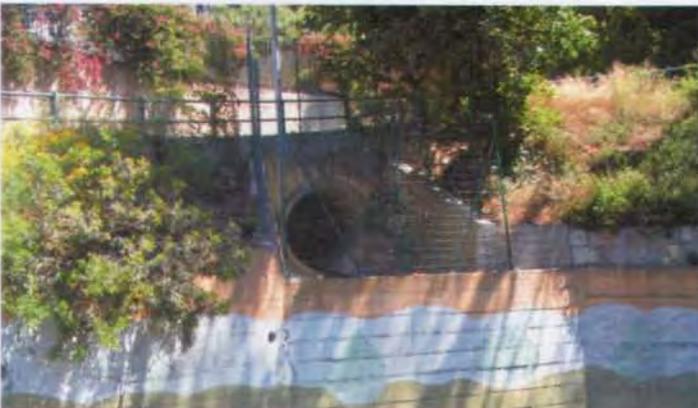


Figura 5 – Dettaglio del tombino e del pozzetto di salto nel tratto sommitale del bacino.

Il sistema di drenaggio delle acque di pioggia di via Conca Verde è costituito da caditoie superficiali di varia dimensione, alcune puntuali, di geometria quadrata, altre trasversali all'intera strada. Per buona parte del tracciato due canaline laterali di una decina di centimetri di altezza raccolgono le acque di afflusso diretto.

Tale sistema può forse risultare sufficiente per il drenaggio delle acque di pioggia direttamente afferenti alla carreggiata, con riferimento a tempi di ritorno tipicamente utilizzati per il dimensionamento di queste opere (indicativamente ventennali), ma appare senz'altro inadeguato (considerando la dimensione delle caditoie, la presenza di intasamenti di alcune di esse, l'elevata pendenza della strada) qualora si consideri che esso possa collettare la portata di piena duecentennale attribuibile al bacino del rio Rattaconigli.



Figura 6 – Sistema di drenaggio di via Conca Verde. Caditoie puntuali o a tutta larghezza.



Figura 7 – Sistema di drenaggio di via Conca Verde. Presenza di caditoie intasate (sx), sistema di collettamento con canaline laterali e muri che impediscono apporti esterni diretti.

2.2 Attraversamento della via Romana

Via Conca Verde sbocca trasversalmente sulla via Romana dopo un'ultima rampa di elevata pendenza, chiusa a valle da una caditoia trasversale lungo l'intera carreggiata. In questo tratto la strada è confinata a monte dal muro di sostegno del terrazzamento su cui sorgono fabbricati residenziali, a valle da un muretto con ringhiera che delimita il marciapiede (Figura 8).



Figura 8 – Sbocco di via Conca Verde sulla via Romana: vista verso monte (in alto a sx), da sinistra (in alto a dx) e da destra (in basso).

Il collettore interrato di drenaggio proveniente da monte attraversa la via Romana con un tombino a geometria variabile (rilevata dettagliatamente, cfr. Figura 9 e capitolo 4); la luce di deflusso minore si ha lato monte, con una geometria rettangolare di dimensioni pari a circa $b \times h = 0,80 \times 1,0$ m.

Verso monte l'imbocco del tombino non è visibile né ispezionabile, mentre lato valle esso sbocca all'aperto all'incile dell'alveo canalizzato del rio Rattaconigli, che solo a valle di questo punto risulta effettivamente individuabile.

Nelle tavole di rilievo è individuato il tracciato del collettore e del primo tratto di tombino così come ricostruito dai progettisti; esso risulta svilupparsi al di sotto di una proprietà privata, in destra orografica alla viabilità di via Conca Verde.

Il tombino in tale tratto è verosimilmente collegato direttamente alle caditoie presenti sulle due strade nel lato di monte (Figura 8); sul lato di valle le acque meteoriche collettate sulla via Romana confluiscono in due tubazioni in cls di diametro 300 mm che recapitano lateralmente nel rio allo sbocco del tombino (v. Figura 9 e tavole di rilievo). Il muretto perimetrale (lato valle) della via Romana presenta un'apertura in corrispondenza del sedime del rio, con possibilità di fuoriuscita di parte dell'acqua che scorre sulla strada.

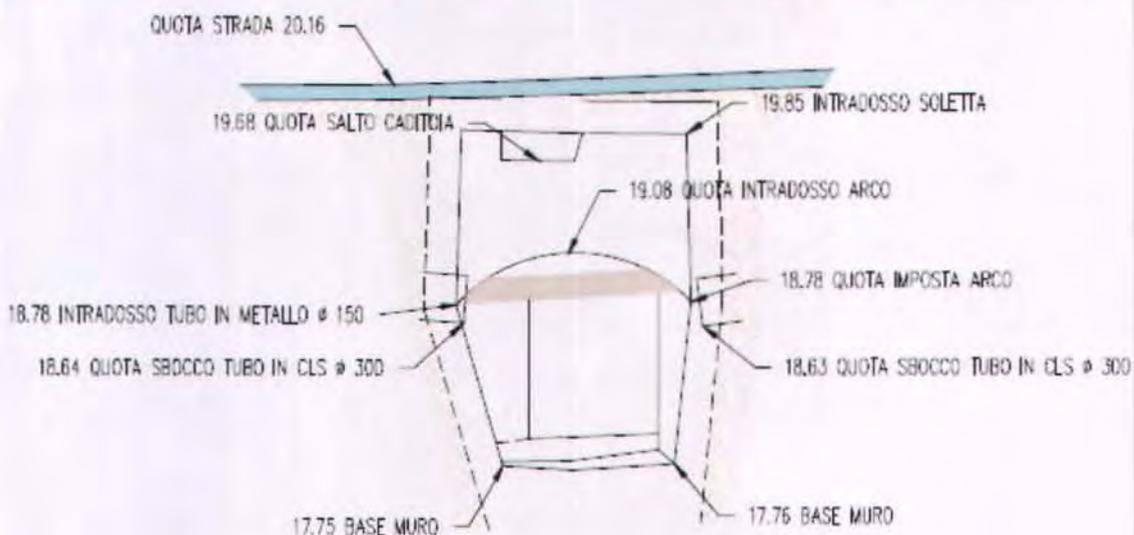


Figura 9 – Tombino di attraversamento della via Romana: prospetto di rilievo e viste fotografiche.

La strozzatura operata dal tombino costituisce un evidente limite alla portata massima defluibile nel rio più a valle, a meno degli apporti secondari dovuti ai recapiti sopra descritti.

2.3 Rio Rattaconigli a valle di via Romana

A valle del tombino il rio Rattaconigli si sviluppa con una sezione rettangolare completamente in calcestruzzo, con larghezza variabile mediamente tra 1,5 m e 2,0 m, a meno di singolarità locali.

Circa 40 m a valle della via Romana è presente un ponticello di attraversamento di una viabilità locale, il quale genera un significativo ostacolo al deflusso della piena, disponendo di una luce libera ridotta (circa $b \times h = 1,45 \text{ m} \times 0,95 \text{ m}$). A monte di esso sono presenti due salti di fondo, di entità pari a circa mezzo metro.



Figura 10 – Ponticello di attraversamento del rio Rattaconigli poco a valle della via Romana.

Successivamente il rio prosegue con percorso sinuoso tra due muri di altezza prossima ai due metri, costeggiando serre, fabbricati civili e terreni perlopiù incolti.

Circa 200 m a valle della via Romana il tracciato presenta brusche variazioni planimetriche con presenza di due curve a 90° consecutive, con un tratto rettilineo intermedio di circa 40 m in cui la larghezza di base della sezione è ridotta da un "bauletto" sporgente in calcestruzzo, esteso per circa metà del tratto.

Ancora più a valle il rio diventa marcatamente più pensile, con sommità muro a quota $+3,1 \div +3,7 \text{ m}$ rispetto al piano campagna e quota di fondo mediamente a $+1 \text{ m}$ da tale piano.

Circa 620 m a valle della via Romana il rio attraversa la via Aurelia con un manufatto scatolare tombato, il cui imbocco avviene con due salti di fondo consecutivi ciascuno di altezza prossima al metro, a valle di un tratto a maggior pendenza e larghezza ridotta (circa 1,0 m). Il manufatto ha dimensione interna più ampia rispetto alla sezione del canale, pari a circa 2,0 m, e luce verticale di circa 1,80 m.



Figura 11 – Rio Rattaconigli nel tratto poco a valle del ponticello.



Figura 12 – Tratto delle due curve a 90°, con “bauletto” in calcestruzzo che restringe il fondo della sezione.



Figura 13 – Imbocco dello scatolare al di sotto della via Aurelia e sezione interna.



Figura 14 – Tratto pensile tra alti muri poco a monte dell'ospedale Saint-Charles.

Lo scatolare prosegue sempre tombato oltre la via Aurelia, in corrispondenza della quale può risultare alimentato da ulteriori caditoie presenti sul piano viabile, sviluppandosi al di sotto di una stradina che giunge al lungomare sottopassando il rilevato ferroviario, con una "corda molle" nel profilo longitudinale del piano viabile.

Nel tratto depresso al di sotto della linea ferroviaria il piano stradale è costituito da una griglia carrabile, realizzando di fatto l'apertura superiore dello scatolare, che in questo tratto assume una sezione di deflusso di dimensioni inferiori rispetto al tratto precedente, con un restringimento parziale in sponda destra come dettagliato nelle tavole di rilievo.

Poco più a valle si ha lo sbocco a mare del rio, che avviene con una sezione scatolare più ampia del tratto precedente, avente larghezza pari a poco meno di 2,5 m e altezza di circa 1,85 m.

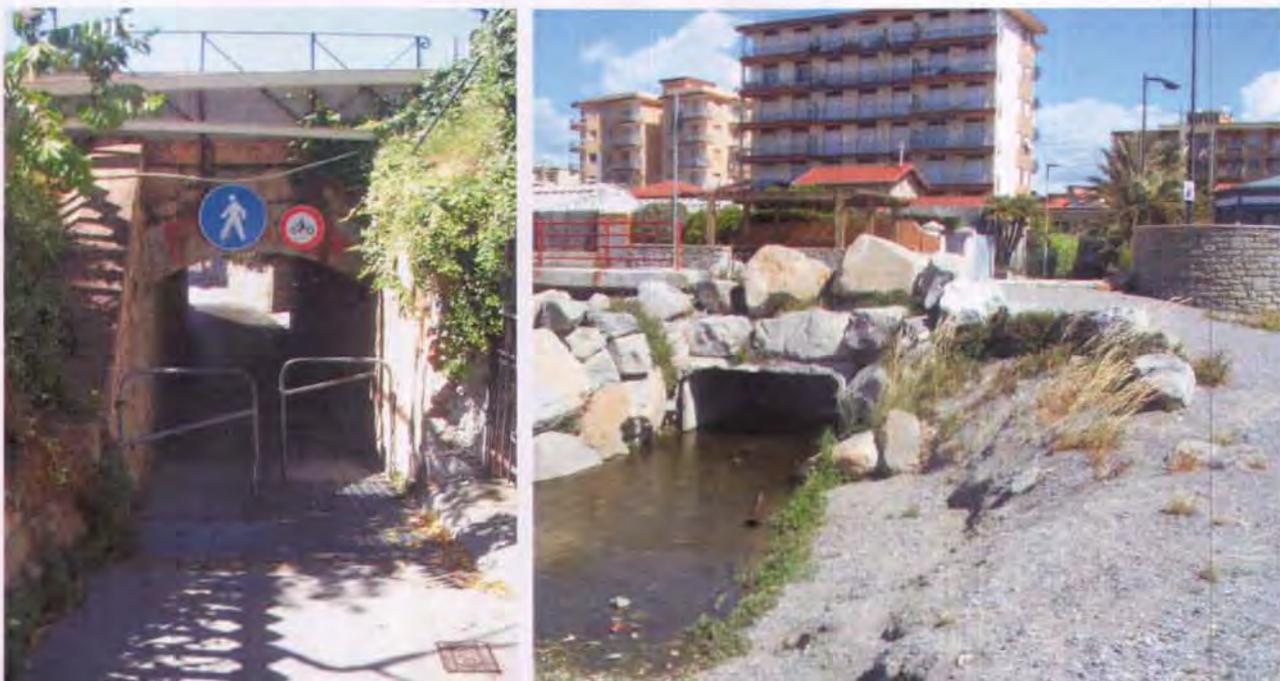


Figura 15 – Sottopasso della linea ferroviaria sotto cui passa lo scatolare e sbocco a mare del rio.

3. CARATTERIZZAZIONE DEL BACINO E IDROLOGIA DI PIENA

Nel presente capitolo si fornisce una caratterizzazione del bacino imbrifero del rio Rattaconigli relativamente agli aspetti che possono risultare di interesse per le finalità del presente studio.

Sono inoltre condotte alcune valutazioni idrologiche per la caratterizzazione dell'evento critico di progetto, l'analisi delle piogge intense e la determinazione dell'idrogramma di piena di riferimento.

3.1 Caratterizzazione geologica di sintesi

La caratterizzazione geologica dell'area di intervento è stata effettuata a cura del dott. geol. Flavio Rossini nell'ambito del progetto definitivo dell'intervento, al quale si rimanda per maggiori approfondimenti. Relativamente a una più ampia caratterizzazione geologica del bacino sotteso, è stato fatto riferimento a quanto riportato nel vigente "Piano di Bacino della provincia di Imperia – Piano di Bacino dei Torrenti Vallecrosia e Borghetto" e nel PTCP della Provincia di Imperia.

Le formazioni prequaternarie affioranti nelle aree dei bacini dei torrenti Vallecrosia e Borghetto, che delimitano il bacino in esame, appartengono a diversi domini paleogeografici, da tempo noti in letteratura; il dominio "Delfinese-provenzale" ad ovest, e il dominio dei "Flysch ad Elmintoidi" della Liguria occidentale ad est. Il primo è qui rappresentato dal termine sommitale della copertura sedimentaria, noto come Flysch di Ventimiglia ("Grès d'Annot" p.p. degli AA. francesi), mentre l'altro s'identifica con tutti i termini della successione dell'Unità Sanremo - M. Saccarello, ad eccezione del "complesso di base". Tra i due, è situata una ristretta fascia di terreni eterogenei e ad assetto caotico, già attribuita al Subbrianzone (Lanteaume, 1962), e oggi, invece, interpretata come il tetto stratigrafico fortemente disturbato del Flysch di Ventimiglia, che in parte corrisponde

al cosiddetto "complesso di progressione" ("Schistes à blocs") della falda dei Flysch ad Elmintoidi. Verso la costa compaiono, infine, cospicui affioramenti di terreni pliocenici, degradanti verso mare a costituire rilievi allungati solcati dalle valli principali o, in alcuni casi, piccoli lembi relitti su residui di superfici di spianamento.

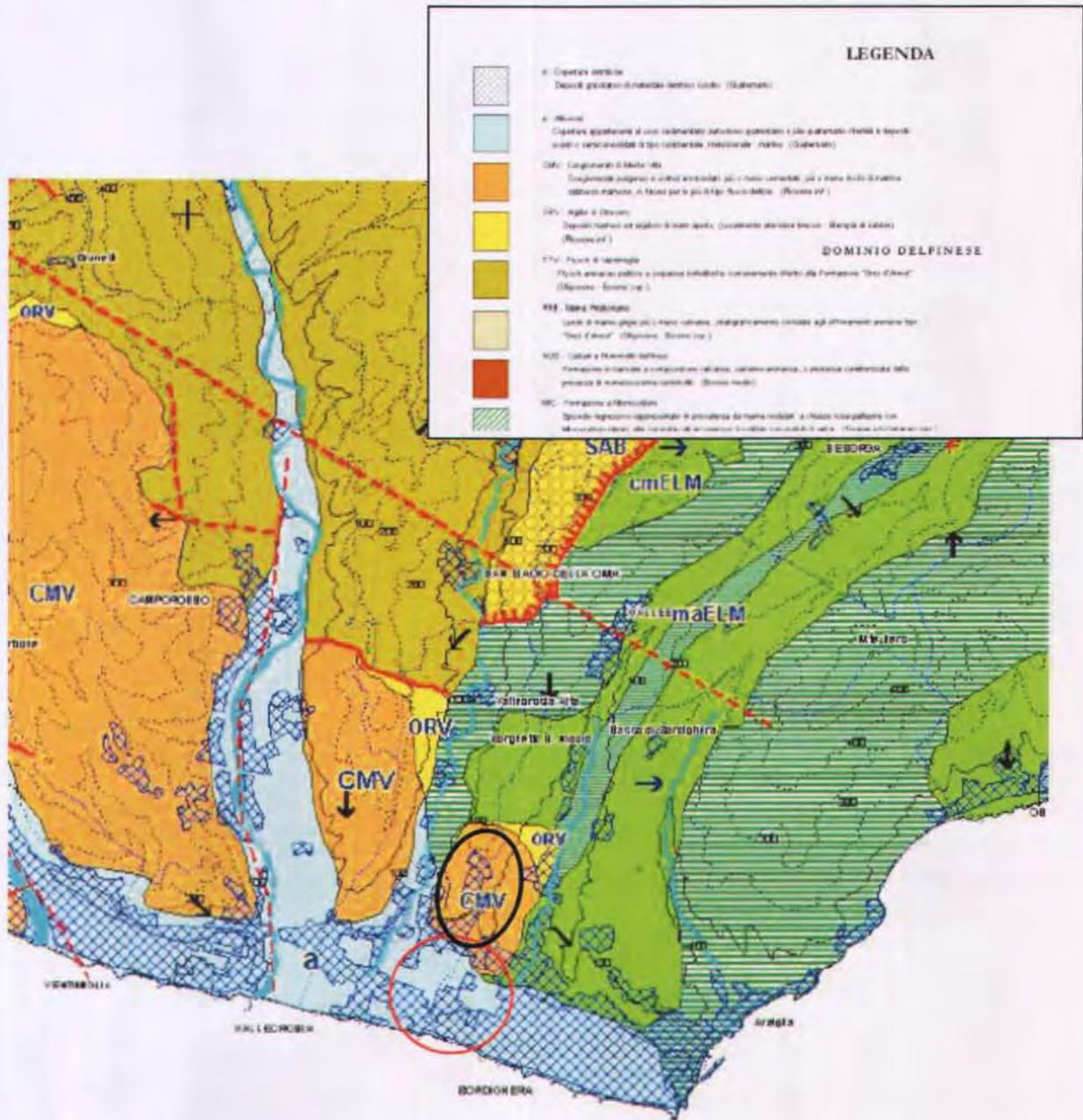


Figura 16 – Estratto della Carta Geologica (Tavola 3 – PTCP Imperia): area del bacino (cerchio nero) e dell'area interessata dal progetto edilizio (cerchio rosso).

Il caratteristico assetto dell'Unità Sanremo - M. Saccarello in megapieghe ribaltate verso i settori sudoccidentali aventi assi circa NW-SE, si mantiene nei caratteri generali, ma subisce in questo lembo

sudoccidentale una vistosa rotazione oraria che porta gli assi principali ad acquisire direzione NNE-SSW, sulla quale sono chiaramente impostati i principali corsi d'acqua. L'emergenza dei vari termini stratigrafici delle unità segue la configurazione delle grandi pieghe, ove queste risultano ben conservate, mentre è bruscamente interrotto da tranciamenti e sovrascorrimenti in prossimità del principale fronte di accavallamento del Flysch ad Elmintoidi sul Flysch di Ventimiglia, ed è sepolto verso la costa al di sotto della trasgressione pliocenica e dei terreni quaternari.

Nella tavola 3 del PTCP della Provincia di Imperia il terreno caratterizzante il bacino sotteso è indicato principalmente come CMV, ovvero Conglomerati di Monte Villa, conglomerati poligenici a ciottoli arrotondati più o meno cementati, più o meno ricchi di matrice sabbioso-marnosa, in facies per lo più di tipo fluvio-deltizio (Figura 16).

Relativamente alla caratterizzazione dell'area interessata dall'intervento edilizio, nella relazione specialistica di progetto si rileva come il Comune di Bordighera non sia dotato di uno Studio Geologico dedicato e pertanto nella zona sia vigente la normativa dettata dal Piano di Bacino già citato.

Il comparto in esame si sviluppa nella regione subtabulare, digradante di pochi gradi verso meridione, dalla base del rilievo montuoso di Monte Villa verso il litorale di Bordighera. L'area su cui è prevista l'edificazione della RSA presenta quote dell'ordine dei 10 m s.m. e dista circa 600 m dalla linea di costa.

Tale area ricade sulla piana di origine marino-fluviale di Bordighera-Vallecrosia, edificata principalmente dagli apporti detritici alluvionati dal torrente Borghetto e, in misura minore, dal torrente Vallecrosia (Verbone) e Nervia, successivamente rielaborati dal moto ondoso ad originare la fascia litoranea su cui sono edificati gli abitati di Bordighera e Vallecrosia. Nel settore di interesse un certo apporto alla costituzione dei depositi alluvionali deve probabilmente essere anche ascritto all'azione deposizionale connessa con la presenza del rio Rattaconigli, che, attualmente arginato e confinato in un alveo artificiale totalmente al di sopra del piano campagna, scorre subito addossato al confine occidentale del comparto descritto.

In realtà, la complessa distribuzione delle Facies Terrigene nel sottosuolo indica che gran parte dei sedimenti presenti debbano essere ascritti anche ad ambienti sedimentari di tipo lacustre, legati alla variazione di ambiente sedimentario succedutesi in più fasi nel corso della storia glaciale che ha caratterizzato il clima nel Quaternario antico, Pleistocene, con variazioni del livello del mare e quindi del livello di base dell'idrografia, in concomitanza con le fasi glaciali, abbassamento del livello di base, o interglaciale.

Inoltre la sedimentazione dei materiali alluvionali sulla piana costiera è condizionata dalla posizione e divagazione delle aste torrentizie, alle quali si accompagna una sedimentazione di frazioni granulometriche più grossolane in contrapposizione ai settori più distanti in cui si ha la prevalenza di sedimentazione dei materiali più fini sabbioso-limosi o, in corrispondenza di piane alluvionali e con difficoltà di drenaggio, il possibile isolarsi di bacini palustri con sedimentazione di limi ed argille accompagnate da una consistente inclusione di materia organica derivata principalmente dalla vegetazione igrofila tipica delle aree di ristagno idrico.

I depositi alluvionali che costituiscono il locale sottosuolo giacciono al di sopra del substrato roccioso prequaternario che localmente è rappresentato dai Conglomerati di Monte Villa, di età Pliocenica (Pliocene inferiore), che a loro volta giacciono sulle Argille di Ortovero (Pliocene inferiore).

In maggior dettaglio il settore d'intervento ricade in un settore di debole declivio direttamente addossato, a meridione, alla base del rilievo montuoso che si eleva verso la vetta del M.te Bauso (230 m s. m.) in corrispondenza dello sfocio di un impluvio inciso nel rilievo collinare entro cui si origina il rio Rattaconigli.

Tale settore rappresenta una fascia di terreno sviluppata in senso meridiano in sinistra idrografica al citato rio, in leggero declivio verso meridione. La morfologia originaria è stata parzialmente articolata in ripiani tra loro raccordati da muretti in pietrame a secco, funzionali all'utilizzo agricolo della zona, e in tempi più recenti all'installazione di una pressoché continua copertura con serre adibite all'attuale utilizzazione florovivaistica.

Dal punto di vista idrogeologico i significativi spessori di terreni di copertura detritica, alluvioni fluvio-marine prevalentemente di natura ghiaiosa e sabbiosa, al di sopra del substrato roccioso prequaternario sono contraddistinti da un generale medio/elevato grado di permeabilità per porosità, che può essere localmente ridotto in corrispondenza di orizzonti a prevalente matrice limoso/argillosa contraddistinti da un basso grado di permeabilità; è in ogni caso da ricordare che gli orizzonti impermeabili non rivestono nella sequenza alluvionale locale un'estensione areale tale da poter determinare una scomposizione dell'acquifero insediato nel sottosuolo, il quale può quindi essere considerato come un acquifero monostrato la cui base è da ritenersi coincidente con il substrato litoide prequaternario rappresentato dai Conglomerati di Monte Villa o, più probabilmente, dalle Argille di Ortovero.

La falda insediata nel sottosuolo è ragionevolmente fluente da Nord/Est verso la costa, conformemente alla direzione di deflusso dei corsi d'acqua che attraversano la zona litoranea sino allo sfocio a mare. Le prove effettuate in sito nell'ambito del progetto definitivo hanno evidenziato la presenza d'acqua di falda nel sottosuolo testato a partire da discreta soggiacenza dall'attuale piano campagna; la falda rilevata è fluente verso il mare ed è confinata nei depositi alluvionali fluvio-marini sostenuti dal substrato roccioso prequaternario.

3.2 Caratteri idrologici del bacino

Il bacino del rio Rattaconigli alla sezione di interesse (intersezione con la via Romana, Figura 17) ha un'estensione di circa 0,19 km². Tale valore corrisponde sostanzialmente anche al bacino sotteso alla sezione di foce, in quanto l'alveo del rio è pensile rispetto al piano campagna e delimitato da alti muri, per cui non risulta in grado di ricevere ulteriori apporti.

Con riferimento alla classificazione definita nel vigente Piano di Bacino, il rio risulta quindi un **corpo idrico di terzo livello**, essendo la superficie del bacino sotteso compresa tra 0,10 e 0,25 km².

A monte il limite del bacino è definito dal monte Bauso. In sponda destra il suo spartiacque principale, che lo separa dal bacino del torrente Vallecrosia o Verbone, si identifica col crinale del Poggio di Ponente; in sponda sinistra la separazione principale dal bacino del rio Borghetto è identificabile con il monte Bellavista.

Il bacino ha una forma stretta e allungata, con un lieve allargamento nel settore inferiore in corrispondenza della sommità dei due spartiacque.

Relativamente ai caratteri morfologici che influenzano le modalità di formazione e propagazione dell'onda di piena, il bacino in esame presenta una lunghezza dell'asta principale pari a circa L=1,05 km fino

all'intersezione con la via romana, e $L=1,67$ km alla foce. La pendenza longitudinale media dell'asta è pari a circa 18,5% nel primo tratto e 3,5% nel secondo.

Un altro aspetto di rilievo è costituito dall'analisi dell'uso del suolo, il quale incide sull'entità dei fenomeni intercettazione, infiltrazione, laminazione delle acque di pioggia (v. Figura 17). Nella formazione del deflusso superficiale degli stati idrologici di piena, i quali derivano da eventi di piovosità intensa, il tipo di suolo e di copertura vegetale influenzano infatti sia la funzione di trattenuta (intercettazione), sia il controllo del tempo di concentrazione delle portate superficiali.

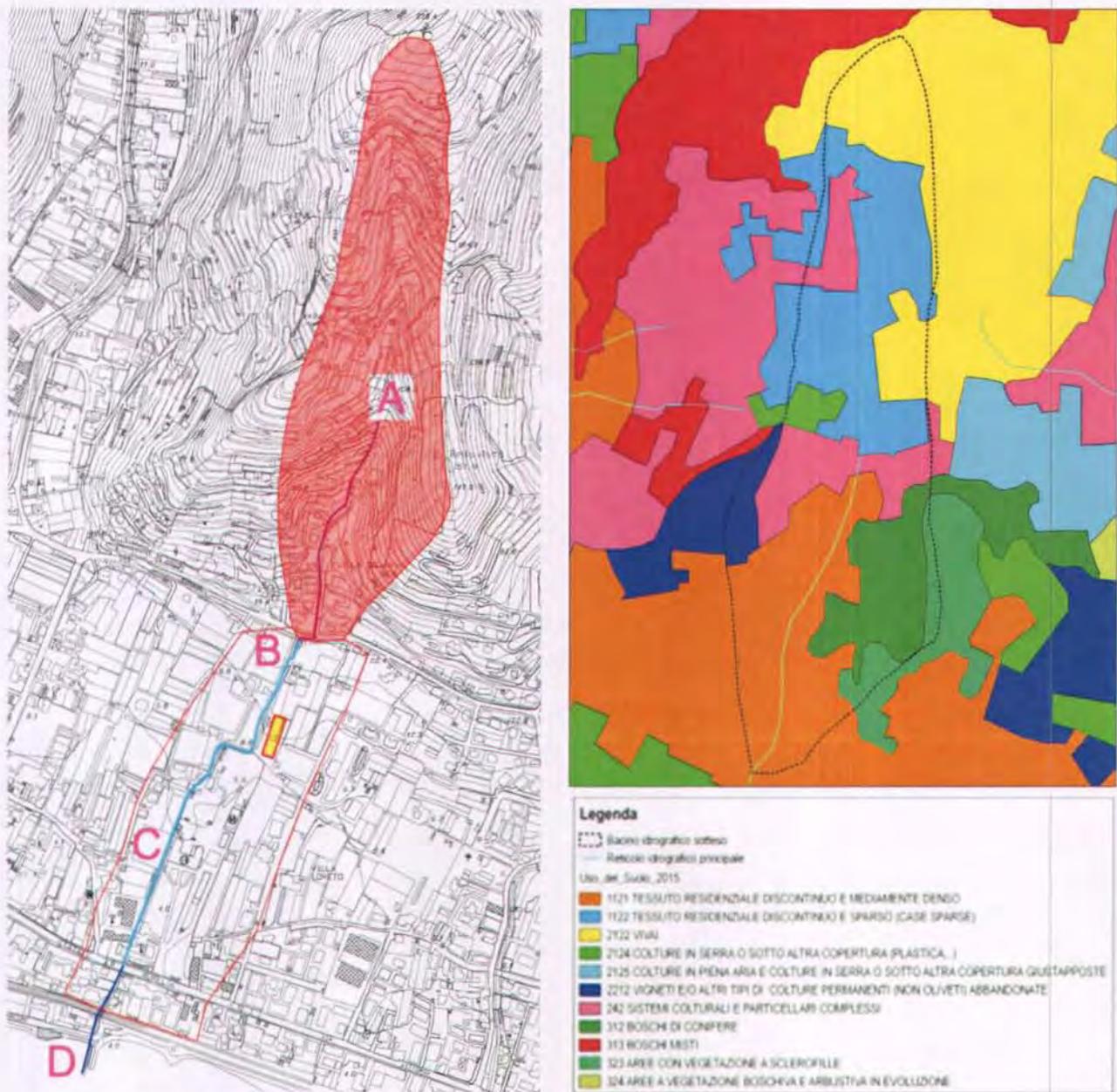


Figura 17 – Perimetrazione del bacino sotteso contribuente e carta dell'uso del suolo.

Tale effetto viene preso in conto nei modelli di trasformazione afflussi-deflussi sintetizzandolo mediante due parametri idrologici principali, quali il parametro CN ed il coefficiente di deflusso.

CN è il *Runoff Curve Number*, coefficiente sperimentale che stigmatizza le caratteristiche idrologiche del bacino classificate secondo i criteri stabiliti dal U.S. Soil Conservation Service (Department of Agriculture). Il valore di tale coefficiente si ricava sulla base di valutazioni in merito alla classe di appartenenza del suolo, al tipo di copertura e destinazione d'uso del terreno e alle condizioni di umidità (contenuto d'acqua) del suolo in condizioni naturali. Il valore del parametro è compreso tra 1 e 100; il valore massimo corrisponde alla totale assenza di fenomeni di intercettazione, infiltrazione o laminazione: l'intera precipitazione si trasforma in deflusso.

Il valore riferibile al bacino in esame, considerando una condizione media di umidità del terreno (AMC II) è pari a **CN = 84,0**. Il corrispondente valore per condizioni di terreno saturo (AMC III) risulta pari a CN = 96,4.

Relativamente alla valutazione del coefficiente di deflusso si può considerare una scomposizione del parametro in fattori rappresentativi dei diversi aspetti che governano il meccanismo di trasformazione della precipitazione in deflusso superficiale:

- il ragguaglio della precipitazione alla superficie del bacino idrografico in esame, per considerare distribuzioni di precipitazione non uniformi;
- il fattore di trattenuta del terreno c , funzione della capacità di assorbimento del terreno (rapporto tra l'altezza di pioggia netta e l'altezza di pioggia totale);
- il fattore di laminazione c_L , che dipende dalla capacità di invaso sulla superficie del bacino e nel reticolo idrografico dello stesso.

L'aspetto di ragguaglio areale degli afflussi non è significativo nel caso in esame, trattandosi di un bacino di estensione assai modesta; analogamente le caratteristiche morfologiche precedentemente descritte portano ad assumere cautelativamente un coefficiente di laminazione pari a 1,00.

Il coefficiente di deflusso risulta quindi pari al fattore di trattenuta, definibile da una valutazione analitica delle tipologie di uso del suolo e copertura vegetale (Figura 17); assegnando a ciascuna di esse un valore medio per tale parametro (definito in letteratura tecnica), con una correzione maggiorativa applicata per tenere conto dell'elevata pendenza, si ottiene mediante media pesata sulle superfici un coefficiente rappresentativo per il bacino, assumibile pari a **$c = 0,90$** .

Il tempo di corrivazione t_c di un dato bacino è un valore caratteristico che rappresenta il tempo in cui l'intera superficie del bacino sottoposta ad una pioggia omogeneamente distribuita contribuisce a formare la portata che si registra nella sezione di chiusura del bacino stesso. Esso dipende dalla superficie del bacino (S , km²), dalla lunghezza dell'asta principale (L , km), dalle quote massime e medie (H_{max} , H_{med} , m s.m.), dalla pendenza media del compluvio (i , m/m).

Poiché a parità di tempo di ritorno di un evento meteorico critico l'intensità di pioggia I [mm/h] decresce all'aumentare della durata dello scroscio, ne deriva che la massima portata al colmo associabile a quella probabilità di occorrenza dell'evento è legata ad un evento critico di durata di scroscio pari al tempo di corrivazione del bacino alla sezione in esame.

Per il calcolo del tempo di corrivazione t_c sono disponibili numerose formule in letteratura tecnica, in parte riprese anche dalla vigente pianificazione di bacino. Di seguito si riportano le formule di maggiore utilizzo, con t_c espresso in ore. Nella simbologia utilizzata, A indica la superficie del bacino, L la lunghezza dell'asta principale, H_{med} , H_{min} rispettivamente la quota media e minima, i la pendenza media dell'asta principale, y la pendenza media dei versanti e S un parametro del metodo SCS che rappresenta la massima ritenzione del bacino, funzione del tipo e del grado di saturazione del terreno e dell'uso del suolo, pari a:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10,$$

dove CN è il *Runoff Curve Number*, già descritto in precedenza.

Formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_{med} - H_{min}}}$$

Formula di Pezzoli:

$$t_c = 0,055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}}$$

Formula di Ventura:

$$t_c = 0,1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{i}}$$

Formula di Pasini:

$$t_c = 0,108 \cdot \frac{\sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{i}}$$

Formula S.C.S.:

$$t_c = 0,057 \cdot \frac{L^{0,8} \cdot (S + 1)^{0,7}}{\sqrt{y}}$$

Il peso da dare al risultato di ciascuna formula deve essere valutato in base a considerazioni di carattere generale sui campi di applicabilità delle formule sperimentali utilizzate e sui valori ottenuti.

Dalla letteratura tecnica si rileva che Giandotti ricavò la sua formula per bacini di tipo alpino, con dimensioni superiori ai 100 km². Le tre formule successive sono state ottenute per bacini naturali di dimensioni non troppo grandi: la formula di Pezzoli è stata sviluppata sui dati di piccoli bacini montani a forte pendenza di dimensioni inferiori ai 20 km², Ventura e Pasini considerano bacini di dimensioni medie (anche fino a 40 km²) e pendenze più ridotte. Il metodo S.C.S., sviluppato per bacini di tipo collinare, presenta un campo di applicazione piuttosto vasto e fornisce buoni risultati per un'ampia gamma di condizioni, seppure non sia ritenuto molto affidabile per bacini di piccola estensione.

In considerazione delle caratteristiche morfologiche del bacino in esame, descritte in precedenza, si è ritenuto di trascurare le formule di Giandotti e S.C.S., che risultano poco affidabili per bacini di piccola o piccolissima dimensione. I risultati ottenuti dalle altre formule per le sezioni all'intersezione con la via Romana e alla foce sono riportati in Tabella 1.

formula	tc [ore] via Romana	tc [ore] foce
<i>Pezzoli</i>	0,134	0,255
<i>Ventura</i>	0,129	0,154
<i>Pasini</i>	0,147	0,205
<i>media</i>	0,137	0,205

Tabella 1 – Calcolo del tempo di corrivazione per il bacino in esame.

I risultati ottenuti sono piuttosto concordi per la sezione di monte, mentre per quella di valle divergono più significativamente; questo è dovuto alla peculiarità del bacino (mancanza di apporti nel tratto di valle, per cui si ha unicamente un allungamento dell'asta e una minor pendenza media complessiva).

Assumendo come riferimento i valori medi ottenuti dalle tre formule, si ricava per la sezione di monte **tc = 0,14 ore** (ovvero circa 8 minuti), mentre per la sezione di sbocco a mare si ha **tc = 0,21 ore** (circa 12 minuti).

3.3 Portate di piena e analisi dell'evento idrologico critico

3.3.1 Dati di progetto da normativa vigente

La portata di piena di progetto relativa al bacino in esame è da calcolarsi secondo le modalità definite dal già citato Piano di Bacino (art. 7). In particolare nell'allegato 3 della norma di piano si prevede che: *"per i corsi d'acqua minori nonché per gli affluenti dei torrenti principali con bacino inferiore a 2,0 km², salvo diversa indicazione prevista nel presente Piano, si assume una portata massima ottenuta utilizzando un contributo unitario pari a 40 m³/s per ogni chilometro quadrato di superficie del bacino sotteso"*.

Questo valore, riferibile ad un tempo di ritorno di 200 anni, è desunto dalla Curva di Inviluppo delle portate di Piena fornita dall'Istituto Idrografico di Genova (curva del Cati). Il piano fornisce inoltre i coefficienti che permettono di calcolare, a partire da questo valore, le portate di progetto riferibili a tempi di ritorno di 50 e 500 anni.

Per il bacino del rio Rattaconigli alla sezione di chiusura a valle di via Romana la portata di progetto risulta quindi pari a **Q = 7,60 m³/s**.

sezione	superficie	Q TR50	Q TR200	Q TR500
Rio Rattaconigli a valle di via Romana	0,19 km ²	5,25 m ³ /s	7,60 m ³ /s	9,12 m ³ /s

Tabella 2 – Portate di piena di riferimento per il bacino del rio Rattaconigli.

3.3.2 Considerazioni in merito al valore della portata di piena

Il già citato art.7 del Piano di Bacino fa riferimento alle indicazioni fornite dal proprio allegato 3 per la determinazione della portata di progetto, precisando tuttavia: *tale valore di portata può essere motivatamente modificato dalla Provincia al sopravvenire di nuove evidenze scientifiche o di studi idrologici più dettagliati*, e facendo riferimento alla D.G.R. 359/2008, che definisce i "Criteri ed indirizzi tecnici per la verifica e valutazione delle portate e degli idrogrammi di piena attraverso studi idrologici di dettaglio nei bacini idrografici liguri".

Tali indirizzi, ad oggi, costituiscono il riferimento per la redazione e la valutazione degli studi idrologici di dettaglio nell'ambito della Regione e, in particolare, sul territorio dell'Autorità di Bacino regionale. Per le modalità con cui sono state sviluppate le metodologie di calcolo, essi non riguardano specificamente i bacini di piccole dimensioni. Per quelli inferiori a 2 km², in cui ricade il bacino in esame, l'allegato 3 propone di fare ricorso alla curva maggiorante descritta nel capitolo precedente; tale assunzione risulta in molti casi eccessivamente cautelativa e può portare a un sovradimensionamento delle opere.

L'Azione 4.2.4 del progetto ResMar della Regione Liguria (*Elaborazione di metodologie statistiche per la valutazione del regime delle piogge intense di durata sub-oraria e delle portate di piena nei bacini minori della Liguria nell'ambito dei metodi di regionalizzazione*), ancora in fase di approvazione formale, è finalizzata proprio a *aggiornare ed integrare le suddette linee guida con specifiche analisi ed indirizzi per i bacini minori*, per consentire la stima delle piene nei bacini di piccola estensione, indicativamente compresi tra 1 e 10 km².

In particolare nel documento "*viene analizzata la consistenza dell'approccio regionale per la stima delle piene per piccoli bacini, discutendone l'applicabilità e le prestazioni. L'analisi conferma che il metodo regionale, basato sulla curva di crescita regionale e la stima locale della piena indice, fornisce, pur in quadro di una elevatissima incertezza dovuta alla carenza di dati idrometrici, l'ipotesi di lavoro più ragionevole. Per bacini di piccole dimensioni (1 < A < 10 km²) si consiglia di applicare la stessa metodologia adottata nei bacini con superficie drenata superiore a 10 km², [illustrata in sintesi in Figura 18], con la differenza che la piena indice va stimata giocoforza per via indiretta.*"

In assenza di aggiornamenti, la curva di crescita x_T da adottare è la curva GEV regionale già stimata dal Progetto VAPI del CNR GNDCI e contenuta nelle attuali Linee Guida della Regione Liguria, ossia la Legge GEV con parametri di scala α , posizione ε e forma k rispettivamente pari a 0,377, 0,643 e -0,276.

In sostanza, lo studio¹ riconosce come valide anche sulla piccola scala le regionalizzazioni delle curve di crescita che consentono la stima delle piogge critiche e delle portate di progetto a partire dai rispettivi valori indice (sostanzialmente la media della serie dei massimi annuali rilevati nel bacino considerato). Nei bacini minori risulta però di difficile stima proprio il valore indice, a causa della poca o nulla disponibilità di dati di misura.

Inoltre il progetto chiarisce la necessità di definire i valori di pioggia critica per scrosci di durata inferiore all'ora (eventi critici per bacini con tempo di corrivazione inferiore all'ora) con una modalità differente rispetto alle curve di possibilità pluviometrica definite sulla base dei dati di pioggia intensa per durate superiori all'ora.

¹ La relazione del progetto ResMar si basa sui risultati del *Contratto di ricerca tra Regione Liguria e Politecnico di Milano, DIAR-CIMI, in tema di Caratterizzazione pluviometrica e metodologie di valutazione delle portate di piena per bacini idrografici minori liguri, nell'ambito delle metodologie di regionalizzazione, ivi compresi indirizzi tecnici per la corretta strumentazione pluvio-idrometrica di bacini di piccola estensione*. Rosso, R. et al., dicembre 2012.

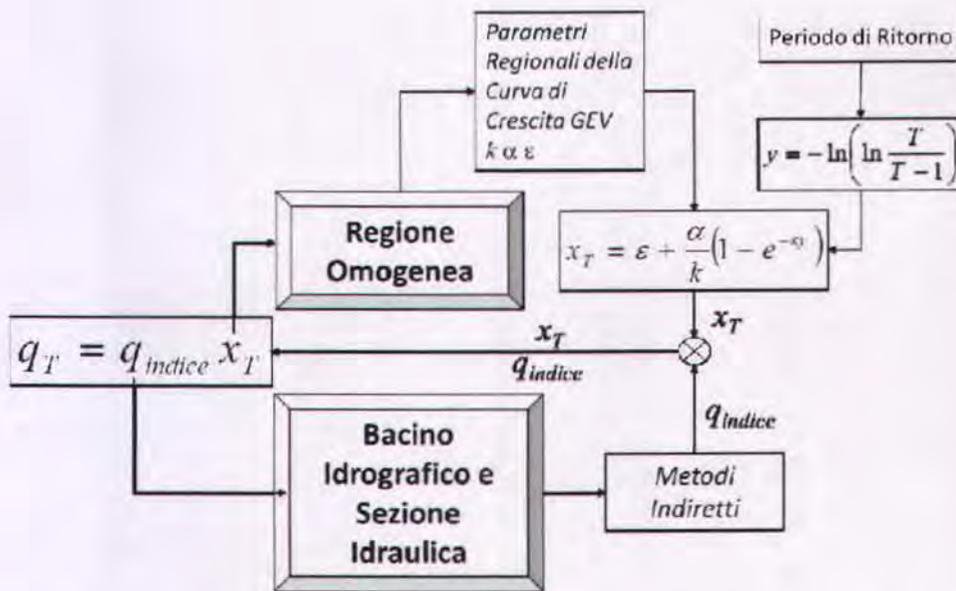


Figura 18 – Schema di applicazione della metodologia di calcolo della portata di progetto.

Per i bacini di dimensione ancora inferiore (piccolissima scala), come quello in esame che risulta minore di 1 km², si ritiene meno significativa l'applicazione della metodologia VAPI-ResMar, mentre invece può risultare ragionevole una valutazione della portata di progetto secondo la metodologia di regionalizzazione proposta dal CIMA (Centro Interuniversitario di ricerca in Monitoraggio Ambientale dell'Università di Genova e della Basilicata).

Tale metodologia² semplificata di determinazione delle portate di piena è basata su un contributo unitario variabile in funzione della posizione del bacino e delle caratteristiche di uso del suolo.

Essa è stata indicata nel PAI e recepita per la predisposizione dei vigenti Piani di Bacino. In particolare nel "Piano di Bacino torrenti Vallecrosia, Borghetto e rii minori" essa è indicata come riferimento per i bacini con area compresa tra 2 e 10 km² degli affluenti delle aste principali. Per i bacini di superficie minore, come già descritto nel capitolo precedente, si fa invece riferimento alla semplice applicazione del valore di contributo specifico maggiorante di 40 m³/s/km².

Nell'originaria relazione dello studio CIMA si proponeva invece di adottare, per bacini di area inferiore a 2 km², il valore di contributo unitario corrispondente a una superficie di 2 km², indicato come U_{A=2}, così da evitare la tendenza, legata alla descrizione matematica delle linee di possibilità pluviometrica, a produrre precipitazioni di intensità non più fisicamente basata in corrispondenza di durate di scroscio tendenti a zero.

In particolare la portata al colmo è definita come:

$$Q_T = K_T \cdot A \cdot U_{A=2}$$

dove:

² Rif. tecnico: *Convenzione tra la Regione Liguria e l'Università degli studi di Genova - Centro di ricerca in monitoraggio ambientale - per la caratterizzazione delle precipitazioni intense e delle portate di piena per i bacini liguri*. Rapporto finale, 31 luglio 1999.

- K_T è un fattore di crescita, funzione del tempo di ritorno, definito in base alla Tabella 3;
- A è l'area del bacino in km^2 ;
- $U_{A=2}$ è il contributo unitario (per $A=2 \text{ km}^2$), definito dalla Tabella 5 in base alla posizione del bacino ed alla tipologia di uso suolo secondo la Tabella 4, la quale indica anche valori tipici orientativi del parametro CN per ciascuna tipologia di bacino.

Il bacino in esame, caratterizzato da un valore di CN (AMC II) pari a 84, risulterebbe intermedio alle tipologie B e C; tuttavia la diffusa urbanizzazione e la presenza di aree a elevata pendenza e bassa infiltrabilità rendono la risposta idrologica più simile a quella di un bacino di tipo "B", per cui si è fatto riferimento a questa classe (v. tabelle seguenti).

TR [anni]	50	200	500
K_T	3,47	5,02	6,04

Tabella 3 - Valori del fattore di frequenza in funzione del tempo di ritorno.

Tipo	Descrizione	CN
A	Bacini di tipo residenziale, industriale o commerciale caratterizzati da un elevato grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili superiore al 60%.	92
B	Bacini caratterizzati da un medio grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili compresa fra 30% e 60%.	87
C	Bacini caratterizzati da un basso grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili compresa fra 5% e 30%.	75
D	Bacini caratterizzati da estesa copertura arborea. Estensione delle aree impermeabili inferiore al 5%.	67

Tabella 4 - Tipologia di bacino in funzione dell'uso del suolo.

Longitudine		Bacino tipo			
gradi	primi	A	B	C	D
7	40	6,90	5,76	4,41	3,87

Tabella 5 - Valori del contributo unitario in funzione di longitudine e tipologia del bacino.

Poiché il baricentro del bacino in esame è ubicato ad una longitudine di circa $7^{\circ}39'06''$, è possibile cautelativamente assumere un valore del contributo unitario $U_{A=2}$ pari a $5,76 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$, con un conseguente valore di portata massima associata a un tempo di ritorno $TR=200$ anni pari a $5,38 \text{ m}^3/\text{s}$, come risulta da Tabella 6.

TR [anni]	50	200	500
Q (m^3/s)	3,72	5,38	6,48

Tabella 6 – Portate di piena di riferimento per diversi tempi di ritorno.

I valori ottenuti dall'applicazione della metodologia descritta risultano quindi assai inferiori a quelli determinati dall'applicazione della curva maggiorante, a riprova di come quest'ultima risulti assai cautelativa. In particolare il valore di portata duecentennale ricavato con il metodo CIMA è equivalente a quello associabile a un tempo di ritorno cinquantennale secondo l'altra modalità di calcolo.

3.4 Determinazione dell'idrogramma di piena di progetto

Per la determinazione dell'idrogramma di piena di progetto con tempo di ritorno $TR = 200$ anni e $TR = 50$ anni, da utilizzare come condizione al contorno in ingresso al modello idrodinamico in moto vario, è stato messo a punto un modello idrologico afflussi-deflussi che implementa il metodo dell'idrogramma unitario, mediante il codice di calcolo MIKE 11 – UHM del DHI (vedi allegato 3 per maggiori dettagli in merito alla metodologia seguita).

Si evidenzia come la procedura seguita per la determinazione dell'idrogramma sia congruente con quanto indicato dalla D.G.R. 359/2008; in particolare l'approccio utilizzato è quello dell'idrogramma istantaneo unitario con definizione dei parametri sulla base del metodo CN-SCS, considerando una condizione di umidità del suolo AMCIII.

L'evento critico per il bacino in esame è quello che comporta una precipitazione di massima intensità (scroscio) di durata pari al tempo di corrivazione (circa 8 minuti).

In questo caso la portata al colmo è nota a priori, in quanto imposta dal Piano di Bacino a $7,60 \text{ m}^3/\text{s}$ in riferimento a $TR = 200$ anni e a $5,25 \text{ m}^3/\text{s}$ in riferimento a $TR = 50$ anni; la metodologia è stata quindi applicata per determinare l'intensità di precipitazione che, in ragione delle caratteristiche proprie del bacino (cfr. capitoli precedenti) provoca l'insorgere di questo valore massimo, e di conseguenza la forma dell'onda di piena (idrogramma) che viene a determinarsi.

Le ipotesi base per la messa a punto del modello, basate come detto sul metodo dell'idrogramma unitario adimensionale del metodo SCS, sono riassunte nel seguito (vedi Tabella 7):

- è stata ipotizzata una portata iniziale di base costante pari a $0,37 \text{ m}^3/\text{s}$, che rappresenta l'effetto di un evento di precipitazione più "ordinario" sul quale si sovrappone lo scroscio intenso di progetto; l'idrogramma complessivo ha la durata di un'ora;
- le perdite idrologiche iniziali sono state calcolate con il metodo SCS a partire dai valori di CN e AMC precedentemente indicati;
- il "lag time" è stato opportunamente tarato in funzione del tempo di corrivazione noto del bacino ($t_c \approx 8$ minuti);
- la precipitazione è stata assegnata uniforme su tutto il bacino, a intensità costante e di durata pari al tempo di corrivazione: per ottenere la portata al colmo di progetto, pari a $7,60 \text{ m}^3/\text{s}$, essa è risultata pari a **30,6 mm in 8 minuti**.

Nella Figura 19 è rappresentato graficamente l'idrogramma di portata con tempo di ritorno 200 anni calcolato con il modello idrologico. Il volume complessivo (defluente nella durata di 2 ore) è pari a circa **9.700 m³**.

DENOMINAZIONE BACINO	S (km ²)	Qiniz (m ³ /s)	CN (per AMC II)	AMC (di calcolo)	Lag time (ore)	QMAX (m ³ /s)
Rio Rattaconigli	0,19	0,37	84	III	0,081	7,60

Tabella 7 - Parametri del modello idrologico e portata massima al colmo calcolata.

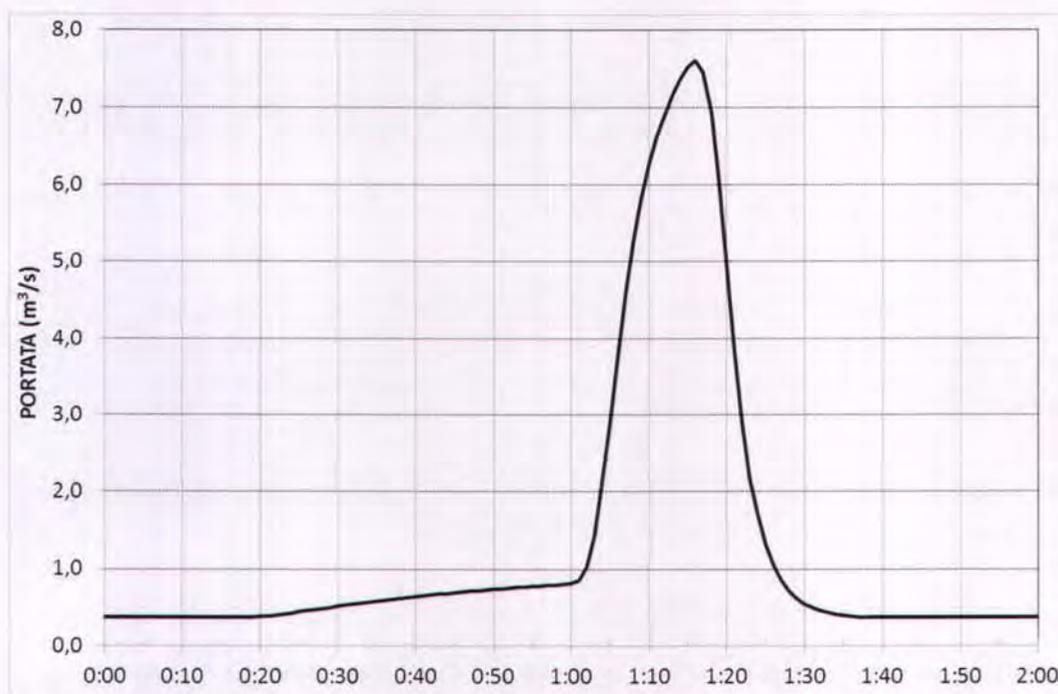


Figura 19 - Idrogramma di portata con TR = 200 anni relativo al rio Rattaconigli calcolato con il modello idrologico.

Relativamente all'evento con tempo di ritorno pari a 50 anni, le ipotesi base per la messa a punto del modello, basato sulla medesima metodologia, sono riassunte nel seguito (vedi Tabella 8):

- è stata ipotizzata una portata iniziale di base costante pari a 0,31 m³/s, che rappresenta l'effetto di un evento di precipitazione più "ordinario" sul quale si sovrappone lo scroscio intenso di progetto; l'idrogramma complessivo ha la durata di un'ora;
- le perdite idrologiche iniziali sono state calcolate con il metodo SCS a partire dai valori di CN e AMC indicati;
- il "lag time" è stato opportunamente tarato in funzione del tempo di corrivazione noto del bacino ($t_c \approx 8$ minuti);
- la precipitazione è stata assegnata uniforme su tutto il bacino, a intensità costante e di durata pari al tempo di corrivazione: per ottenere la portata al colmo di progetto, nota a priori e pari a 5,25 m³/s, essa è risultata pari a **21,8 mm in 8 minuti**.

Nella Figura 19 è rappresentato graficamente l'idrogramma di portata con tempo di ritorno 50 anni calcolato con il modello idrologico. Il volume complessivo (defluente nella durata di 2 ore) è pari a circa **7.300 m³**.

DENOMINAZIONE BACINO	S (km ²)	Qiniz (m ³ /s)	CN (per AMC II)	AMC (di calcolo)	Lag time (ore)	QMAX (m ³ /s)
Rio Rattaconigli	0,19	0,31	84	III	0,081	5,25

Tabella 8 - Parametri del modello idrologico e portata massima al colmo calcolata.

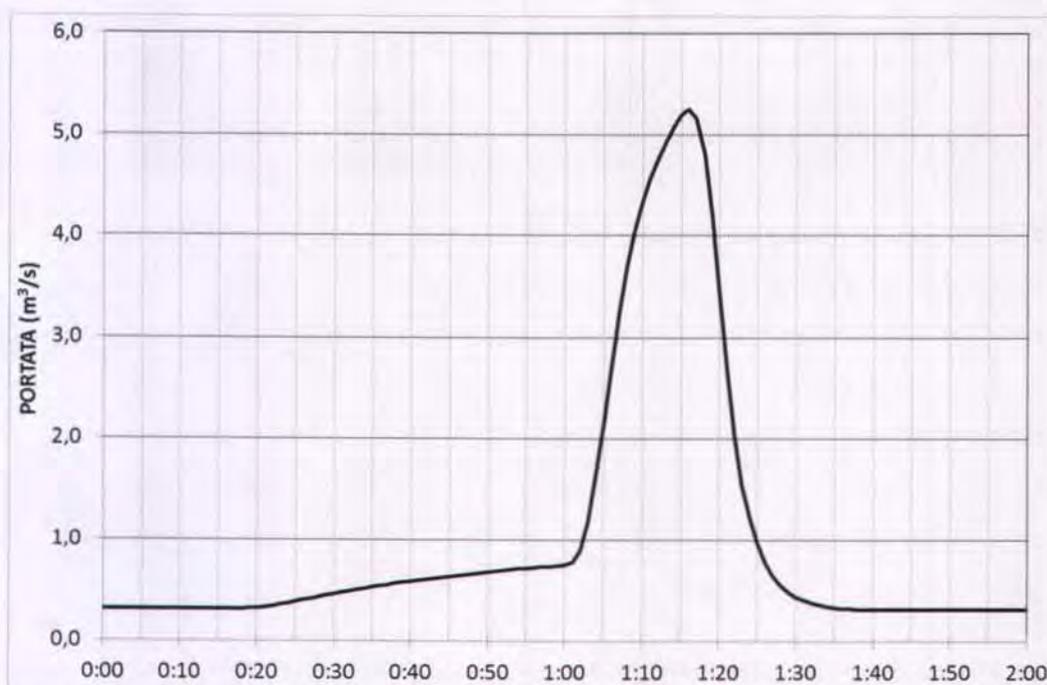


Figura 20 - Idrogramma di portata con TR = 50 anni relativo al rio Rattaconigli calcolato con il modello idrologico.

Si evidenzia come, qualora si facesse riferimento alla modalità di calcolo della piena di progetto definita dal CIMA, l'idrogramma di Figura 20 sarebbe associabile ad un evento duecentennale.

3.5 Modalità di analisi di eventi di pioggia di durata inferiore all'ora

In letteratura tecnica sono disponibili numerosi studi ed esperienze che mostrano come le altezze d'acqua massime associate ad eventi di brevissima durata siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un'ora secondo uno schema tipico.

Più in dettaglio, definendo il parametro $p(t) = h(t)/h(1)$, ovvero il rapporto tra l'altezza di pioggia per durata t e quella per durata di 1 ora, è stato notato (Bell³, 1969) come esso risulti poco dipendente dalla località considerata, fintantoché si considerino durate brevi ($t < 2$ ore).

³ Bell, F.C., 1969. *Generalized rainfall-duration-frequency relationship* – Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol.95, n.HY1, pp.311-327.

Ad analoghe conclusioni sono pervenuti altri Autori, analizzando serie di dati relative a diverse regioni del mondo, ad esempio Goswami⁴ (1973) relativamente alle precipitazioni in India, o Jennings⁵ (1950) e Hershfield ed Engman (1981), nell'ambito di uno studio per una *curva inviluppo delle massime piogge osservate nel mondo*.

Per quanto riguarda il territorio italiano, il parametro $\rho(t)$ è stato calcolato in alcuni studi disponibili in letteratura; si segnalano in particolare (per significatività dei dati) quelli relativi al pluviometro di Roma Macao, su un campione di 8 anni (Domanico⁶, 1986 e Calenda et al.⁷, 1993), e a quello di Milano Monviso, su un campione di 17 anni (Piga et al.⁸, 1990).

La Figura 21 mette a confronto i valori medi del parametro $\rho(t)$ ottenuti negli studi citati. Si osserva come effettivamente le differenze riscontrate tra i vari siti appaiano modeste, e si riscontri un andamento tipico poco dipendente dalla località considerata. In particolare tutte le curve presentano all'incirca lo stesso valore per durate di 5 minuti, mentre gli scostamenti sono massimi tra i 15 e i 30 minuti. Tutte le curve assumono ovviamente valore unitario per $t = 1$ ora.

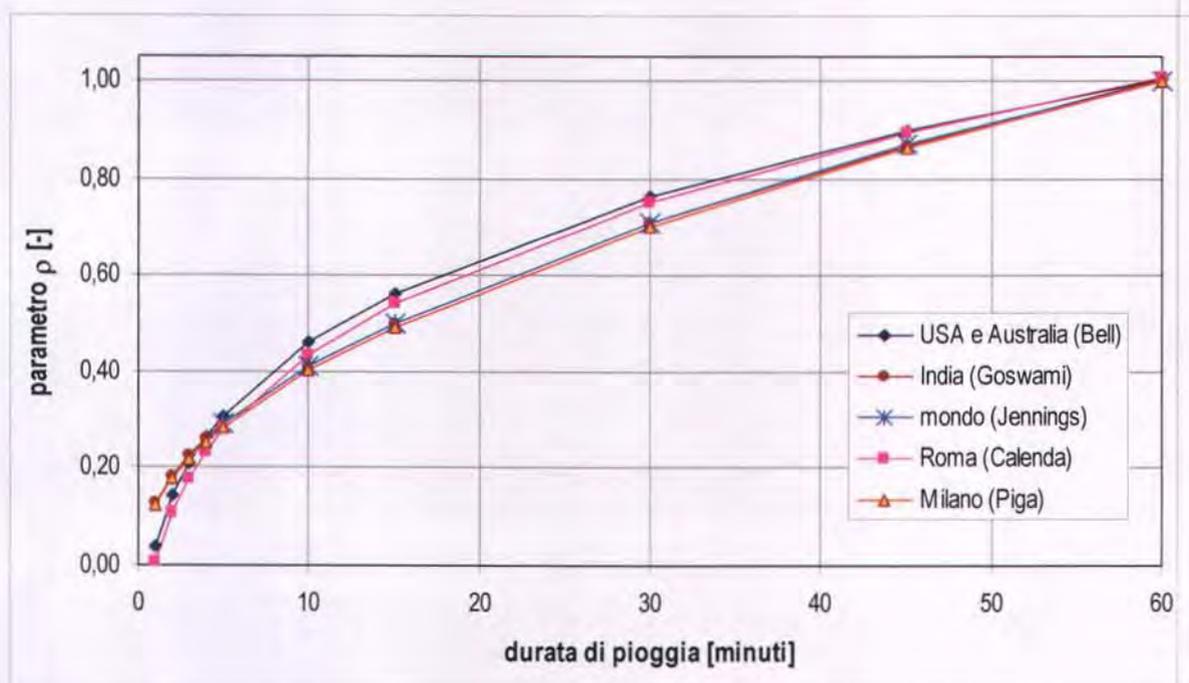


Figura 21 - Andamento del parametro $\rho(t)$ ottenuto in diversi studi.

⁴ Goswami, A. C. (1973). *Short duration rainfall depth-duration-frequency map of India* – Decision with inadequate hydrologic data, Proceedings of the second Symposium on Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, pp.48-56.

⁵ Jennings, A. H. (1950). *World's greatest observed point rainfall* – Monthly Weather Rev., n.78, pp.4-5.

⁶ Domanico, R. (1986). *Piogge intense a Roma* – Tesi di laurea, Università "La Sapienza", Roma.

⁷ Calenda, G. et al. (1993). *Rainfall assessment with inadequate data* – In "Urban storm drainage" (edited by Cao, C. et al.), Water Resources Publication, Hyland Ranch, USA, pp.23-44.

⁸ Piga, E. et al. (1990). *Analisi statistica delle piogge intense di breve e brevissima durata nell'area metropolitana di Milano* – Città Studi, Milano.

Sulla base quindi di tali osservazioni sperimentali è stata sviluppata da Hydrodata una metodologia⁹ di stima in grado di fornire i parametri di precipitazione necessari ad una valutazione più accurata delle portate di piena su piccoli bacini, per i quali il tempo di pioggia critica è inferiore all'ora.

In particolare l'andamento di $\rho(t)$ è stato assunto come totalmente indipendente dalla località, e cautelativamente pari all'involuppo dei valori riportati in Figura 21, così da introdurre unicamente errori di sovrastima dell'altezza di pioggia. Tale involuppo è stato definito mediante una curva interpolatrice in forma di legge di potenza.

Risulta quindi possibile determinare i valori di precipitazione critica, a parità di tempo di ritorno, di durata inferiore all'ora noti quelli relativi a 1 ora. Tale metodologia è stata utilizzata da chi scrive in numerosi progetti e studi, tra i quali si cita il Progetto Definitivo del Ponte sullo Stretto di Messina (relativamente alla verifica delle interferenze idrauliche dei collegamenti infrastrutturali e del sistema di drenaggio e trattamento delle acque di pioggia).

La medesima metodologia è utilizzabile anche per rapportare tra loro la gravosità di diversi eventi registrati, in cui le precipitazioni di scroscio hanno avuto durate differenti e intensità riferibili a diverse probabilità di accadimento (tempi di ritorno). Questo approccio è stato adottato, come descritto nel capitolo seguente, per l'analisi dell'evento di progetto considerato per il rio Rattaconigli in rapporto ad eventi storici accaduti nel medesimo settore territoriale.

3.6 Analisi di eventi storici

Da un'analisi dei dati idrologici disponibili, l'evento meteorico "storico" più intenso che ha interessato le vicinanze del sito in esame (ovvero l'area compresa tra Ventimiglia e Sanremo) risulta relativamente al Sanremese quello del 30 settembre 1998, che ha fatto registrare una precipitazione di 35 mm su una durata di scroscio di 15 minuti (rif. Centro Studi Eco-Climatologici Riviera dei Fiori – Relazione Meteo-Climatica sull'evento alluvionale del 30/09/1998 nel comprensorio di Sanremo).

Nell'ambito di uno studio¹⁰ pregresso svolto dall'ing. Puppo nel 2014 sono state analizzate le precipitazioni verificatesi in tale area nel periodo gennaio 2009 – febbraio 2014, con riferimento ai dati registrati al pluviografo di Sanremo, posto ad una quota sul mare compatibile con le caratteristiche fisiografiche del bacino imbrifero in esame. I dati erano stati ricavati dal sito web di libero accesso "AMBIENTE IN LIGURIA", sito ufficiale della Regione Liguria per l'Ambiente dal quale si possono scaricare in formato grezzo i valori di piovosità registrati a partire dal 2005.

Secondo la classificazione condotta nello studio citato, dal primo gennaio 2009 su un totale di 1.825 eventi analizzati si sono verificati 28 eventi di discreta intensità ($h > 30$ mm/g), 8 eventi di forte intensità ($h > 50$ mm/g), 3 eventi di fortissima intensità (27 aprile 2009, 22 e 24 dicembre 2009; $h > 70$ mm/g) e 1 evento eccezionale (16 gennaio 2014; $h > 90$ mm/g).

⁹ HYDRODATA S.p.A. (2010). *HYDren – Software per il dimensionamento di reti di drenaggio delle acque di pioggia*, Torino.

¹⁰ *Analisi della piovosità sull'area interessata dall'intervento AIO9 – Comune di Ospedaletti (IM)*. Dott. ing. Stefano Puppo, marzo 2014.

In particolare si fa presente nello studio come l'evento pluviometrico verificatosi il 16 gennaio 2014 abbia causato rilevanti danni nella Provincia di Imperia, con smottamenti nella stessa Sanremo (ad esempio: frana sulla Via Aurelia in prossimità di loc. La Vesca; rilevante movimento franoso in località "La Villetta", dove il dissesto franoso ha interessato un'ampia porzione di strada comunale e le case soprastanti; frana lungo la Strada Provinciale per Castellaro).

Durante tale evento sono piovuti in 24 ore 119,2 mm di pioggia, con una punta oraria, tra le 21:00 e le 22:00, di 37,2 mm.

Per ritrovare un evento simile, in relazione ai dati registrati, occorre risalire al 14/09/2006, quando la piovosità giornaliera a Sanremo risultò essere pari a 113,8 mm, ma con una punta oraria inferiore, pari a 20,8 mm/h tra le 6:00 e le 7:00 del mattino.

In tale occasione si verificò l'esondazione del rio Borghetto a Bordighera, corso d'acqua limitrofo al rio Rattaconigli. Il pluviometro presso il porto di Bordighera registrò contestualmente una intensità massima di scroscio pari a 21,4 mm di pioggia nell'arco di 15 minuti. In tal senso si considera che l'evento di Sanremo del 16 gennaio 2014 sia paragonabile a quello di Bordighera del 14 settembre 2006.

Sulla base quindi dei dati di precipitazione disponibili relativi a tali episodi critici pregressi si è proceduto ad un confronto per una contestualizzazione dell'evento che sarà rappresentato nel modello.

In particolare, come già anticipato, è stata utilizzata la metodologia di analisi descritta al capitolo 3.5 per rapportare tra loro la gravosità di diversi eventi registrati, in cui le precipitazioni di scroscio hanno avuto durate differenti e intensità riferibili a diverse probabilità di accadimento (tempi di ritorno).

È stato quindi prodotto il diagramma di confronto di Figura 22, in cui sono riportate le altezze d'acqua corrispondenti a diverse durate di scroscio, estrapolate nell'ipotesi di mantenere costante il tempo di ritorno associabile a ciascuno degli eventi precedentemente citati.

Si osserva come le precipitazioni del 2006 (registrate a Bordighera nel bacino limitrofo a quello in esame) e del 2014 (registrate a Sanremo) siano risultate assolutamente analoghe in termini di probabilità di accadimento, pur con intensità diverse in rapporto alla durata di scroscio.

Relativamente all'evento con tempo di ritorno di 200 anni, facendo riferimento all'intensità corrispondente alla durata critica per il bacino in esame (circa 8 minuti), si osserva come questi due eventi, pur assai gravosi per gli effetti prodotti sul territorio, corrispondano ad un'altezza di pioggia ben inferiore (circa la metà) a quella considerata per la determinazione della portata di progetto. Quest'ultima altezza d'acqua è anche superiore di circa il 13% rispetto a quella corrispondente all'evento più gravoso registrato (settembre 1998), che stando alle regressioni eseguite dal Politecnico di Milano per questa specifica stazione sarebbe confrontabile con un tempo di ritorno di 200 anni.

Relativamente all'evento con tempo di ritorno di 50 anni, si osserva come l'altezza di pioggia sia sempre superiore a quella dei due eventi più recenti, ma risulti inferiore di circa il 18% rispetto a quella corrispondente all'evento più gravoso registrato (settembre 1998).

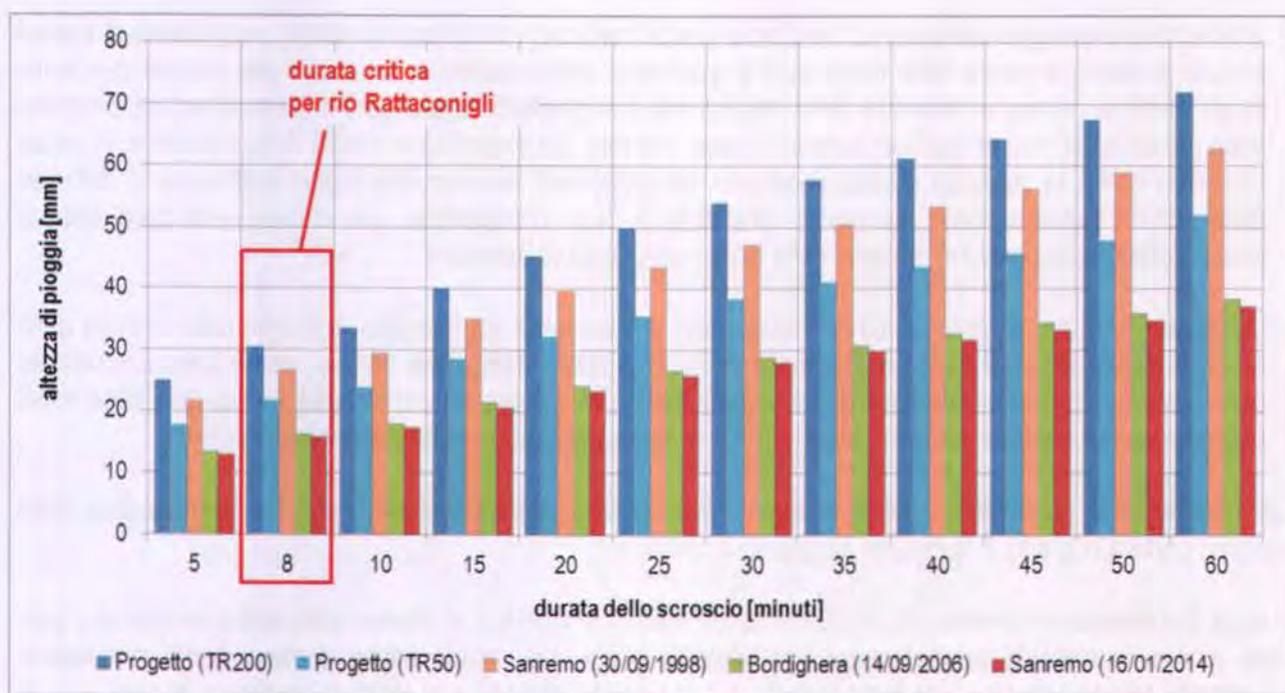


Figura 22 – Confronto tra l'evento di progetto e quelli più critici registrati localmente: altezze d'acqua corrispondenti a diverse durate di scroscio, estrapolate mantenendo costante il tempo di ritorno di ciascun evento.

3.7 Considerazioni conclusive e valutazione della massima portata defluibile nel rio

In relazione a quanto precedentemente esposto, risulta evidente che le portate di piena a cui si fa riferimento per lo sviluppo delle analisi oggetto del presente elaborato (rif. Tabella 2) siano particolarmente cautelative, riferendosi agli aspetti di seguito descritti.

- L'adozione della curva di inviluppo maggiorante per la definizione della portata massima di progetto produce valori al colmo significativamente superiori rispetto alle altre metodologie di calcolo assunte dal Piano di Bacino; tale maggiorazione si riscontra anche nell'analisi delle precipitazioni critiche, più elevate rispetto a quelle relative ad eventi storici rilevati (anche molto gravosi).
- L'effettiva estensione contribuyente del bacino è inferiore a quella teorica perimetrata su Carta Tecnica Regionale (Figura 17), in quanto le aree esterne alla strada sono spesso costituite da terrazzamenti confinati da muri, su cui insistono fabbricati residenziali e aree verdi permeabili. La precipitazione direttamente afferente a queste aree non si trasforma in tempo breve (confrontabile con quello dell'evento critico) in deflusso sull'asta principale (strada), bensì in parte si invasa e in parte è collettata da sistema di drenaggio locale delle acque di pioggia che recapiterà verosimilmente, e con ritardo di propagazione, nel collettore principale (con immissione secondaria avente capacità di portata non nota), con forte riduzione del colmo. Il recapito finale potrebbe inoltre, in particolare per le aree edificate al margine del bacino, essere diverso dal collettore sotto via Conca Verde.

LEGENDA

- fascia di riassetto fluviale
- fascia A Aree inondabili con tempi di ritorno T50 anni
- fascia B Aree inondabili con tempi di ritorno T200 anni
- fascia C Aree inondabili con tempi di ritorno T500 anni
- limite di bacino

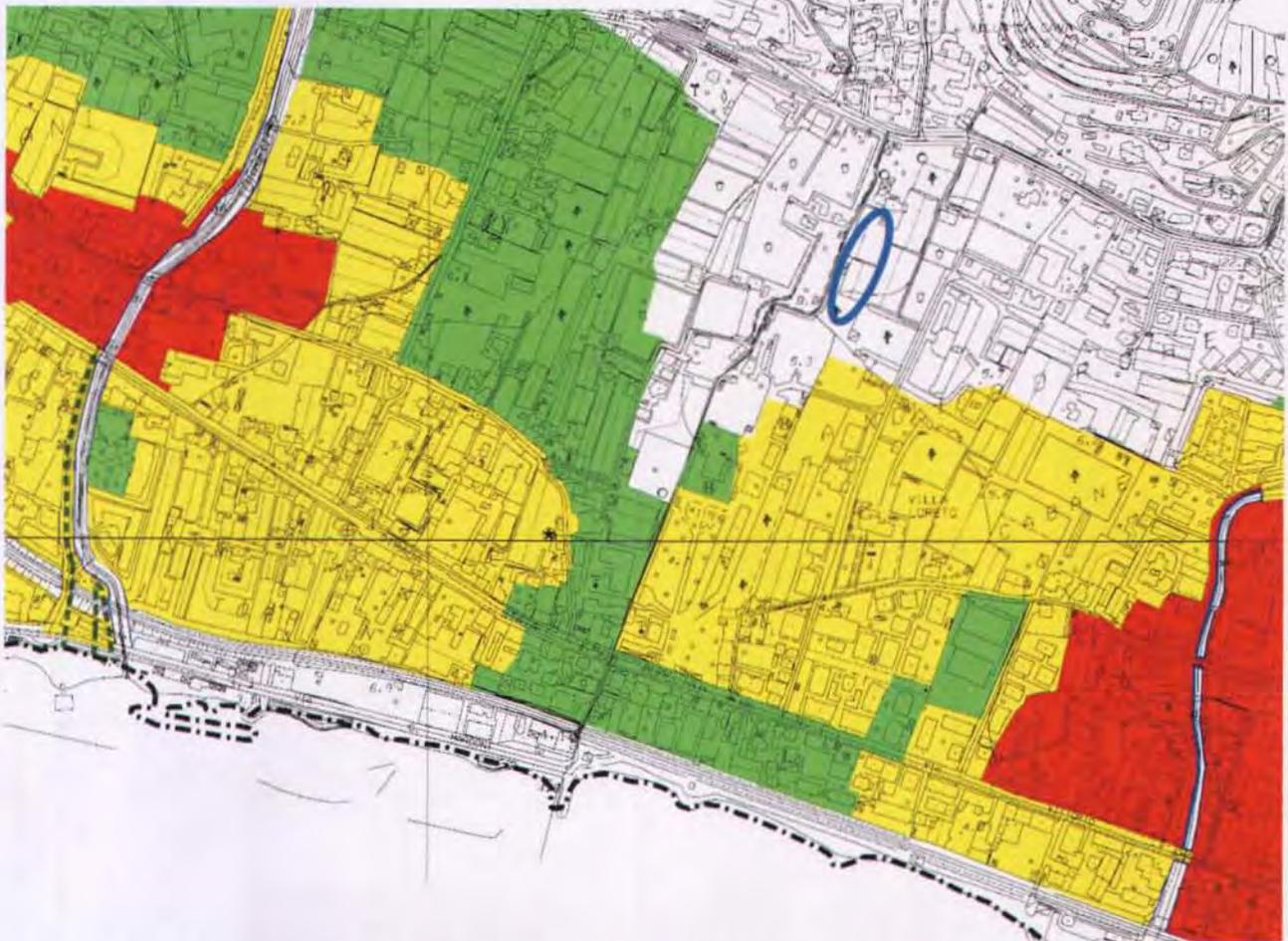


Figura 28 – Perimetrazione delle fasce fluviali da Piano di Bacino vigente. L'ovale azzurro individua l'area di intervento oggetto del presente studio.

LEGENDA

-  R0 Aree a rischio lieve o trascurabile
-  R1 Aree a rischio moderato
-  R2 Aree a rischio medio
-  R3 Aree a rischio elevato
-  R4 Aree a rischio molto elevato

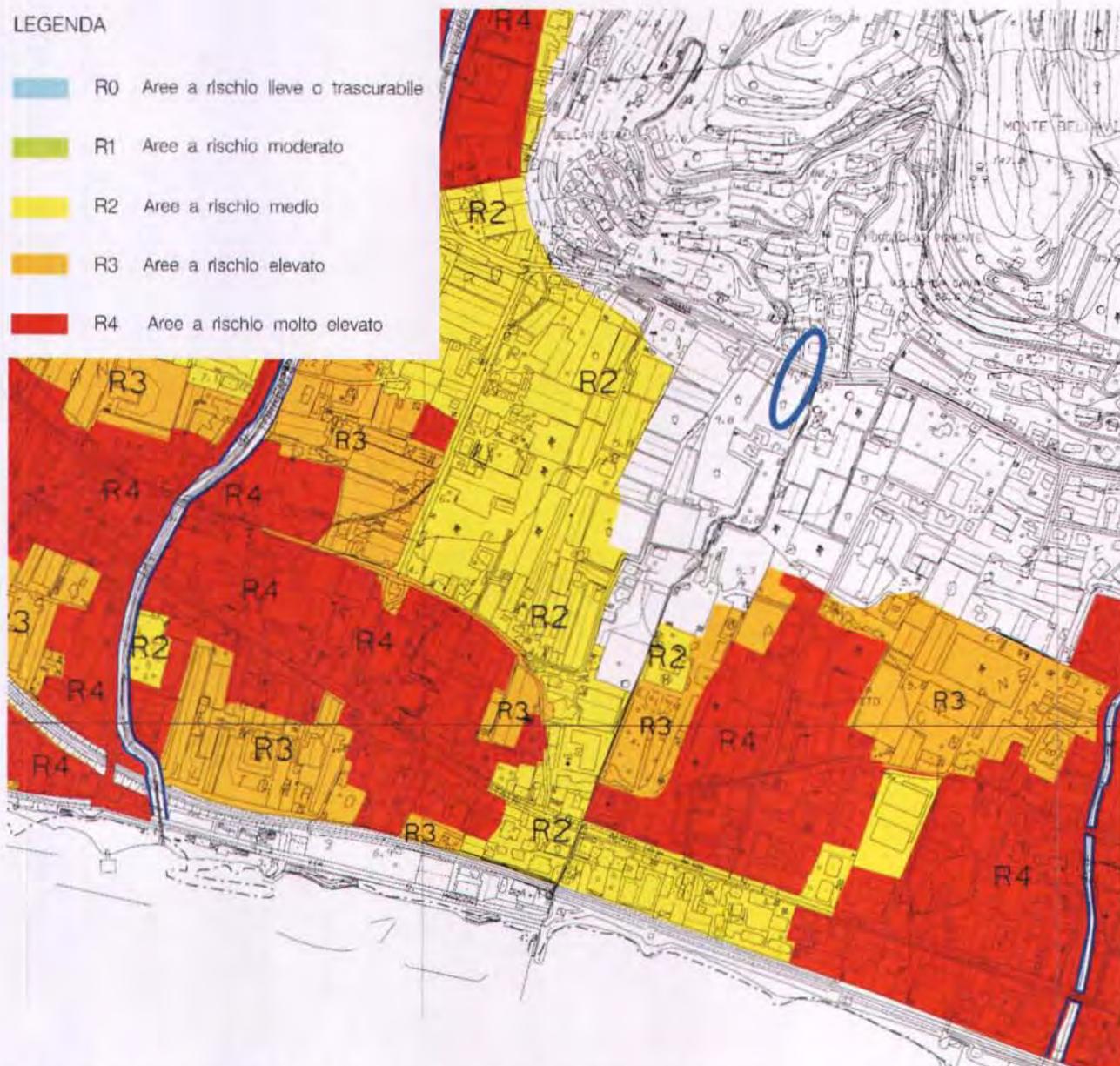


Figura 29 – Perimetrazione delle aree di rischio idraulico da Piano di Bacino vigente. L'ovale azzurro individua l'area di intervento oggetto del presente studio.

6. ALLESTIMENTO DELLA MODELLISTICA IDRAULICA

6.1 Approccio metodologico

Le analisi idrauliche oggetto del presente studio sono relative a differenti tematiche, affrontate con diverse metodiche:

1. verifica idraulica in moto permanente delle sistemazioni idrauliche previste per il rio Rattaconigli;
2. analisi delle dinamiche di piena degli eventi di riferimento nell'area oggetto di intervento, con conseguente tracciamento delle fasce fluviali;

3. analisi di dettaglio dell'idrodinamica del canale in punti singolari (verifica del sovrizzo atteso in corrispondenza delle due curve a 90°).

Per quanto riguarda il primo punto, le modalità di verifica richieste dal Piano di Bacino e dalla Provincia comportano l'ipotesi di moto permanente (portata costante pari al valore al colmo di piena) e di assenza di esondazioni laterali ("pareti" fittizie del canale infinitamente alte) in modo da valutare nelle condizioni più cautelative i franchi idraulici di attraversamenti e arginature rispetto alla piena duecentennale.

La verifica è quindi stata condotta con allestimento di un modello monodimensionale utilizzando il codice di calcolo **MIKE 11** del DHI (cfr. capitolo 6.3 e documentazione allegata).

I parametri idrodinamici di quest'ultimo sono stati calibrati, per gli aspetti non direttamente descrivibili da un modello monodimensionale, ovvero gli effetti di brusche variazioni planimetriche, grazie ai risultati ottenuti dallo studio del terzo punto, in cui il comportamento della corrente di piena nel tratto delle due curve a 90° è stato descritto mediante un modello bidimensionale di elevatissimo dettaglio (risoluzione della griglia di calcolo di 5 cm). Tale modello è stato allestito utilizzando il codice **MIKE 21** del DHI (cfr. capitolo 6.5 e documentazione allegata).

Anche in questo caso il modello 2D è utilizzato in condizioni di moto permanente e nell'ipotesi di assenza di esondazioni laterali, in congruenza con quanto richiesto dalla Provincia nella lettera citata in premessa e in analogia con il punto 1 del precedente elenco.

Per quanto riguarda invece il secondo punto, ovvero la descrizione delle dinamiche di deflusso e esondazione della piena del rio Rattaconigli, è stato impiegato il codice di calcolo **MIKE Flood** del DHI, che combina dinamicamente l'approccio monodimensionale e quello bidimensionale.

Esso è uno strumento modellistico integrato che permette di accoppiare in maniera dinamica, attraverso un'interfaccia utente grafica, il codice monodimensionale MIKE 11 e quello bidimensionale MIKE 21 (per una descrizione sintetica dei codici si vedano rispettivamente gli allegati 1 e 2).

MIKE Flood consente di sfruttare al massimo le potenzialità di MIKE 11 e di MIKE 21, facendo intervenire nell'ambito di uno stesso modello l'uno o l'altro codice in funzione delle specifiche esigenze di rappresentazione geometrica e di simulazione necessarie: MIKE 11 per la simulazione monodimensionale di tratti di alveo incisi e per il deflusso idrodinamico attraverso ponti, tombini, salti di fondo, ecc.; MIKE 21 per il deflusso nelle aree golenali o di esondazione e di invaso coperte da un DTM (modello digitale del terreno).

MIKE Flood è caratterizzato dal fatto che MIKE 11 e MIKE 21 rimangono singoli codici indipendenti l'un l'altro nella messa a punto e nell'input-output, mentre una specifica interfaccia grafica consente di definire i collegamenti reciproci e biunivoci per gli interscambi di portata e di quantità di moto e per la congruenza dei livelli idrici di calcolo.

Il modello MIKE Flood è stato messo a punto nel modo seguente:

- modello MIKE 21 bidimensionale per la rappresentazione delle aree allagabili esterne al rio Rattaconigli;
- modello MIKE 11 monodimensionale dell'intero tratto di rio Rattaconigli caratterizzato dalle sezioni trasversali dell'alveo inciso di rilievo disponibili;
- connessione dinamica dei modelli MIKE 21 e MIKE 11.

Le restituzioni dei risultati ottenuti con i diversi modelli allestiti, presentate nei capitoli che seguono e in allegato, sono esposte:

- per le parti di modello monodimensionale sotto forma di profili longitudinali di livello e tabelle contenenti i principali parametri idraulici sezione per sezione, riferiti al valore massimo registrato nel corso dell'evento simulato;
- per le parti di modello bidimensionale (aree allagate), sotto forma di mappe dei tiranti idrici e velocità di scorrimento massime rilevate in ciascuna cella nel corso dell'evento.

6.2 Condizioni al contorno di valle (mare)

La condizione idrodinamica di valle del modello è costituita dal livello idrico massimo di mare riferibile a un determinato tempo di ritorno (generalmente inferiore a quello di verifica idraulica del corso d'acqua, trattandosi di eventi non correlati, così da non sovrapporre eventi a bassa probabilità di accadimento).

L'effetto di sovrizzo del livello medio mare all'occorrere di un evento meteomarinico intenso è generalmente dato dalla somma dei 3 seguenti fenomeni:

- la marea astronomica;
- la variazione del livello di medio mare dovuto alle condizioni di tempesta (*storm surge*), eventualmente suddivisibile tra la componente attribuibile al vento (*wind set-up*) e quella relativa alle variazioni di pressione atmosferica (*barometro inverso*);
- il sovrizzo dovuto al frangimento (*wave set-up*).

Le tre componenti sono state analizzate in funzione degli elementi conoscitivi e dati disponibili al fine di pervenire ad una stima del livello di innalzamento medio del mare per un evento con periodo di ritorno decennale, assunto sufficientemente cautelativo per le verifiche effettuate nel presente studio.

L'analisi degli effetti combinati dovuti alla *marea astronomica* e allo *storm surge* in corrispondenza del tratto di litorale oggetto di studio è stata valutata partendo dai dati d'innalzamento del livello del mare registrati presso il mareografo ubicato nel porto di Imperia, appartenente alla rete R.M.N. (Rete Mareografica Nazionale) e posta a circa 34 km di distanza dal sito di interesse. Si è assunto che tali misurazioni possano risultare ragionevolmente valide anche per il sito di interesse.

I dati registrati dal mareografo indicano il livello del mare, espresso in metri, con cadenza oraria per un periodo temporale di circa 23 anni (1986-2009), e allo stato grezzo risultano essere dati non statisticamente indipendenti. Per arrivare a calcolare un livello d'innalzamento legato ad un periodo di ritorno di riferimento risulta invece necessario condurre un'analisi statistica su eventi che possano essere considerati statisticamente indipendenti; condizione valida quest'ultima per la serie derivata dei massimi livelli relativi a eventi di mareggiata non sovrapponibili. Si è assunto come criterio d'indipendenza una distanza temporale superiore alle 48 ore tra gli eventi registrati.

Successivamente, è stata scelta una soglia minima tra i massimi livelli estratti che ha permesso di lavorare su un database ridotto e più adeguato alla caratterizzazione degli eventi estremi. La soglia è stata posta ad un valore di livello significativo pari a 0,4 m s. m.

I massimi livelli registrati in corrispondenza di eventi di mareggiata indipendenti sono stati processati statisticamente mediante l'applicazione del cosiddetto metodo POT (Peak Over Threshold). Tale metodo, contrariamente al metodo del valore massimo annuale, permette, una volta individuata una soglia minima di altezza d'onda, di considerare nell'analisi gli eventi di mareggiata a prescindere dal fatto che essi si siano o meno verificati nello stesso anno o in anni diversi.

La regolarizzazione statistica è stata effettuata utilizzando il modulo EVA - Extreme Values Analysis del DHI. I risultati dell'analisi statistica sono riportati in forma grafica nella successiva Figura 30. La distribuzione di densità di probabilità che ha approssimato meglio i dati è risultata quella di Weibull.

Dal grafico risulta quindi un innalzamento del livello del mare dovuto agli effetti combinati di marea e storm surge pari a 0,61 m s. m. per un tempo di ritorno di 10 anni.

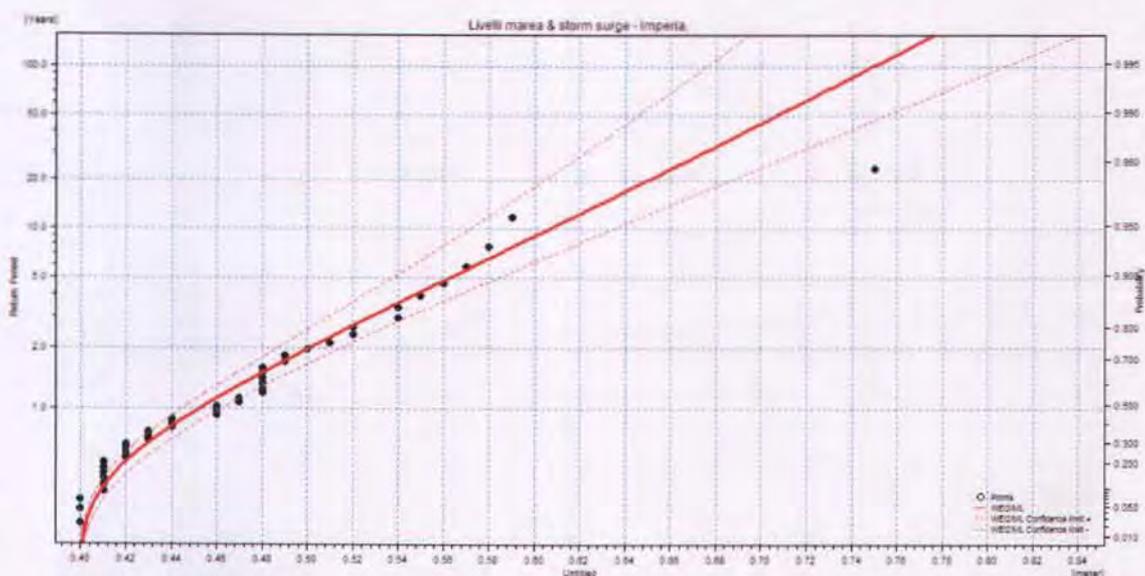


Figura 30 – Distribuzione di probabilità dei massimi livelli di marea e storm surge (Imperia).

Il *wave set-up* è la variazione del livello medio mare dovuta al frangimento delle onde, funzione della pendenza del fondale e/o delle eventuali strutture presenti lungo la linea di costa (pennelli, barriere soffolte, etc...).

Sulla base di studi pregressi effettuati sulla costa ligure di ponente, è verosimile adottare per un tempo di ritorno di 10 anni un sovrizzo a riva dovuto all'onda di circa 0,25-0,30 m, a fronte di onde rappresentative di mareggiate intense con altezza significativa di 3,5 m.

Complessivamente quindi è possibile assumere un livello idrico di riferimento come condizione al contorno al contorno di valle per il modello pari a 0,90 m (valido per tutti i tempi di ritorno indagati).

6.3 Messa a punto del modello monodimensionale

Il tratto fluviale in esame del rio Rattaconigli è stato schematizzato nel codice di calcolo MIKE 11 HD (modulo idrodinamico) con 33 sezioni trasversali d'alveo, in parte ottenute mediante rilievo topografico diretto (cfr. capitolo 4) e le restanti desunte dal rilievo topografico progressivo.

In corrispondenza dei ponticelli e dei tombini sono state inserite specifiche strutture tipo "culvert" che riproducono le reali condizioni di deflusso di tali manufatti mentre in corrispondenza dei salti di fondo è stato necessario introdurre strutture tipo "weir"; sono state infine considerate alcune strutture specifiche per il calcolo corretto delle perdite di carico concentrate in corrispondenza delle curve a gomito e dei cambi bruschi di sezione d'alveo.

Nella Tabella 9 è riportato l'elenco, con i principali dati geometrici, delle sezioni trasversali d'alveo inserite nel modello, la cui ubicazione è indicata nella Figura 31. Si evidenzia come il modello MIKE 11 risulti completamente interno al perimetro del modello bidimensionale (cfr. Figura 34). Le caselle con sfondo grigio in tabella corrispondono alle sezioni fluviali ubicate nel tratto interessato dal fabbricato in progetto.

La larghezza b indicata è quella minima misurata alla base; alcune sezioni presentano una geometria non rettangolare per cui la larghezza in testa della sezione sarà funzione del livello idrico considerato; alcuni esempi sono riportati in Figura 33.

Nello scenario "attuale" è stata inserita la geometria dell'alveo di rilievo; nei restanti due scenari di progetto sono state introdotte alcune modifiche per rappresentare gli interventi previsti. In particolare, nella simulazione "di progetto" è stato eliminato il "bauletto" (scatolato in cls) presente tra le sezioni ubicate tra le progressive 1212 m e 1235 m (cfr. Figura 32) ed è stato introdotto l'adeguamento del ponticello posto subito a monte dell'area di intervento, con raccordo del tratto d'alveo a monte (allargamento rispetto allo stato attuale di circa 50-55 cm delle sezioni comprese tra le progressive 1.038 m e 1.051, cfr. capitolo 6.6).

Tali variazioni sono state mantenute anche nella simulazione di "variante sistemazione curve", che considera gli effetti di un possibile adeguamento del tratto di rio interessato dalle due curve a 90°. Tale variante costituisce l'assetto finale di intervento, a seguito di ottimizzazione effettuata su più scenari di lavoro non rappresentati nella presente relazione. Per maggiori dettagli si rimanda al capitolo 7.1.4.

Come condizioni al contorno idrodinamiche del modello, nella sezione di monte è stato inserito l'idrogramma di portata relativo allo scenario considerato (portata costante per le verifiche delle sistemazioni idrauliche). Nella sezione più a valle, per tutte le simulazioni, in ragione della rilevante pendenza longitudinale il livello di mare definito al capitolo 6.2 è risultato influente sui risultati ottenuti a monte; è stata pertanto definita una scala di deflusso in condizioni di moto uniforme in corrispondenza della sezione a progressiva 1799 m (sostanzialmente alla foce).

La scabrezza rappresenta il parametro che regola le perdite di energia distribuite, in primo luogo quelle per attrito sul fondo di scorrimento, ed è abitualmente utilizzato per tarare il modello. Nel caso in esame, essendo l'alveo omogeneo (sezione in calcestruzzo), si è adottato ovunque il valore di scabrezza indicato dalla Provincia, ma applicando perdite di carico concentrate (proporzionali al carico cinetico) aggiuntive, in funzione di quanto emerso dai risultati del modello 2D di cui al capitolo 6.5, in modo da riprodurre adeguatamente gli effetti dovuti ai bruschi cambi di direzione del canale, ottenendo valori di pelo libero del tutto confrontabili.

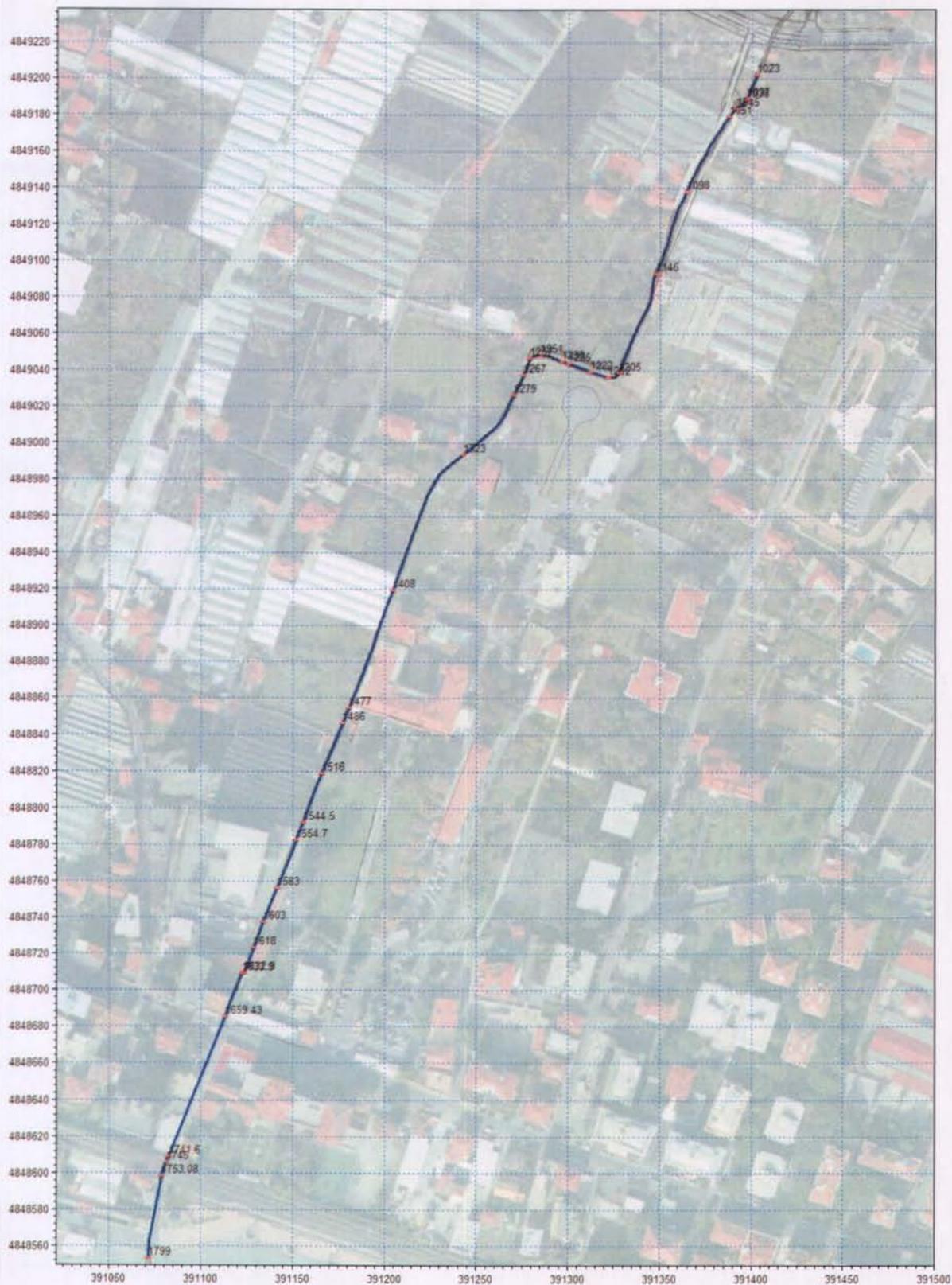


Figura 31 - Rappresentazione planimetrica del modello MIKE 11.

ID sezione	Progressiva (m)	Stato attuale		Stato di progetto		Variante sistemazione curve		Sponda sx (m s.m.)	Sponda dx (m s.m.)
		b (m)	fondo (m s.m.)	b (m)	fondo (m s.m.)	b (m)	fondo (m s.m.)		
SEZ04	1000,00	0,78	17,92	0,78	17,92	0,78	17,92	18,92	18,92
SEZ03	1001,14	1,35	17,78	1,35	17,78	1,35	17,78	18,83	18,83
SEZ02	1003,50	1,30	17,72	1,30	17,72	1,30	17,72	19,85	19,88
SEZ01	1007,13	1,20	17,71	1,20	17,71	1,20	17,71	19,13	19,13
	1022,00	1,10	16,70	1,10	16,70	1,10	16,70	18,18	18,13
	1023,00	1,10	16,10	1,10	16,10	1,10	16,10	18,18	18,13
	1037,00	0,97	15,78	0,97	15,78	0,97	15,78	17,31	17,34
	1038,00	0,95	15,28	1,50	15,28	1,50	15,28	17,31	17,34
pont-m	1045,00	1,50	14,96	2,00	14,96	2,00	14,96	17,17	17,17
pont-v	1051,00	1,50	14,70	2,00	14,70	2,00	14,70	16,97	16,67
	1098,00	1,76	13,05	1,76	13,05	1,76	13,05	14,65	14,78
	1146,00	1,60	11,92	1,60	11,92	1,60	11,92	13,45	13,45
	1205,00	1,75	10,66	1,75	10,66	1,75	10,66	12,37	12,37
	1212,00	1,23	10,49	1,84	10,49	1,84	10,49	12,07	12,07
	1222,00	0,84	10,31	1,55	10,31	1,55	10,31	11,94	11,92
	1235,00	1,34	10,11	1,80	10,11	1,80	10,11	11,73	11,80
	1239,00	1,90	10,05	1,90	10,05	1,90	10,05	11,68	11,70
	1251,00	1,74	9,89	1,74	9,89	2,00	9,89	11,55	11,52
	1257,00	1,45	9,78	1,45	9,78	2,00	9,78	11,46	11,46
	1267,00	1,00	9,23	1,00	9,23	2,00	9,23	11,12	11,24
	1279,00	1,80	8,91	1,80	8,91	1,80	8,91	11,19	10,75
	1323,00	1,08	7,99	1,08	7,99	1,08	7,99	9,69	9,76
	1408,00	1,48	7,22	1,48	7,22	1,48	7,22	9,63	9,67
	1477,00	1,40	6,80	1,40	6,80	1,40	6,80	9,20	9,20
	1486,00	1,00	6,69	1,00	6,69	1,00	6,69	9,13	9,13
	1516,00	1,26	6,48	1,26	6,48	1,26	6,48	8,83	8,83
	1544,50	1,02	6,16	1,02	6,16	1,02	6,16	8,12	8,12
	1554,70	1,18	6,04	1,18	6,04	1,18	6,04	7,94	7,94
	1583,00	1,14	5,64	1,14	5,64	1,14	5,64	7,69	7,69
	1603,00	0,81	4,98	0,81	4,98	0,81	4,98	7,05	7,05
	1618,00	1,06	4,43	1,06	4,43	1,06	4,43	6,57	6,52
SEZ05m	1632,90	0,98	3,80	0,98	3,80	0,98	3,80	6,21	6,21
SEZ05v	1633,90	1,97	2,94	1,97	2,94	1,97	2,94	4,77	4,77
SEZ06	1659,43	2,13	2,80	2,13	2,80	2,13	2,80	5,00	5,00
SEZ07	1741,60	0,78	1,42	0,78	1,42	0,78	1,42	3,57	3,57
SEZ08	1745,00	0,87	1,49	0,87	1,49	0,87	1,49	3,13	3,13
SEZ09	1753,08	0,89	1,42	0,89	1,42	0,89	1,42	3,11	3,11
SEZ10	1799,00	2,44	0,71	2,44	0,71	2,44	0,71	2,56	2,56

Tabella 9 - Sezioni d'alveo del rio Rattaconigli, con indicazione della progressiva longitudinale.

Nelle figure seguenti sono rappresentate a titolo di esempio alcune delle sezioni che presentano una geometria non rettangolare, con larghezza b di sommità variabile in funzione dell'altezza d'acqua considerata (si rimanda alla tavola di restituzione delle sezioni di rilievo per maggiori dettagli relativamente ai manufatti presenti).

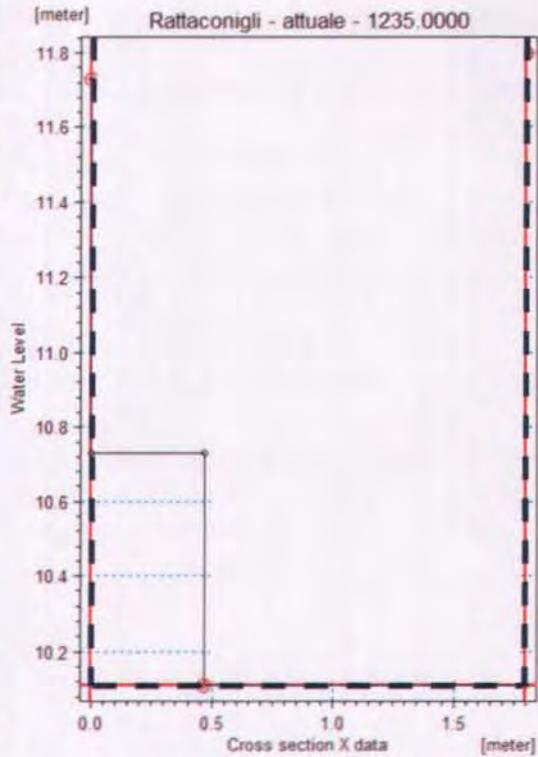


Figura 32 – Scatolato laterale in cls presente nel tratto di canale compreso tra le due curve a 90° a valle dell'area di intervento. In destra la sezione del modello di stato attuale (area di deflusso puntinata) e di progetto/variante (riga tratteggiata rossa-blu).

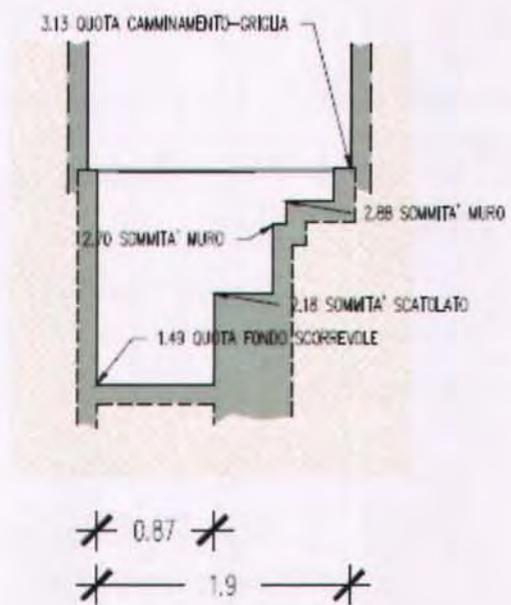
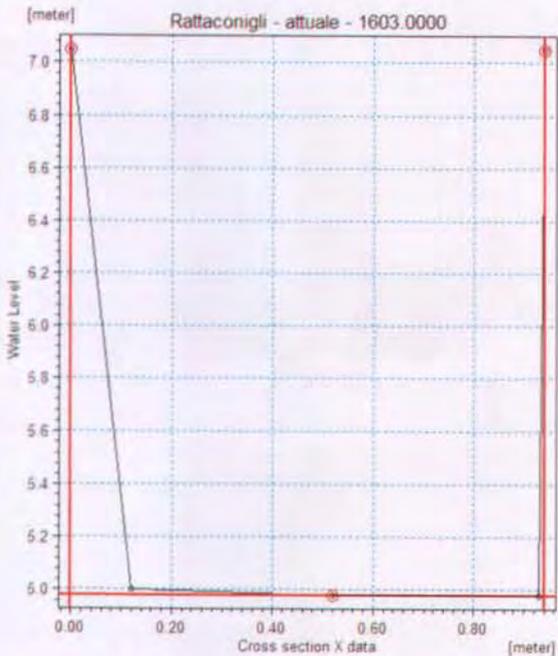


Figura 33 – Esempio di due sezioni trasversali caratterizzate da geometria non rettangolare.

6.4 Messa a punto del modello bidimensionale delle aree esterne all'alveo

Come già descritto, per l'analisi dell'idrodinamica di piena del rio Rattaconigli è stato allestito un modello MIKE Flood con il seguente schema:

- modello MIKE 21 bidimensionale per la rappresentazione delle aree allagabili esterne al rio Rattaconigli;
- modello MIKE 11 monodimensionale dell'intero tratto di rio Rattaconigli caratterizzato dalle sezioni trasversali dell'alveo inciso di rilievo disponibili;
- connessione dinamica dei modelli MIKE 21 e MIKE 11.

Il modello monodimensionale dell'alveo del rio è il medesimo già descritto nel capitolo precedente, nelle diverse configurazioni di stato attuale e progetto.

Esso è stato collegato dinamicamente alle adiacenti aree esterne su entrambe le sponde, modellate mediante il codice di calcolo MIKE 21 con approccio bidimensionale su griglia di calcolo a celle quadrate di lato **1,0x1,0** m, mediante le speciali funzioni di MIKE Flood e nel rispetto delle reali quote spondali, come meglio descritto in seguito.

6.4.1 Costruzione della griglia di calcolo

In un modello bidimensionale alle differenze finite, come MIKE 21, la descrizione geometrica del terreno è eseguita definendo la quota media del terreno in ogni cella di calcolo. Tale valore è usualmente calcolato, a partire dai rilievi topografici, mediante tecniche di interpolazione.

Fondamentale è stata la definizione della dimensione del passo della griglia rettangolare da utilizzare per la messa a punto del modello, che influenza direttamente i tempi di calcolo e l'accuratezza spaziale della soluzione. All'aumentare del passo della griglia diminuiscono i tempi di calcolo, ma diminuisce l'accuratezza spaziale. La scelta deve quindi essere un compromesso tra le due esigenze.

Nel caso in esame la scelta è stata dettata prevalentemente dall'esigenza di rappresentare sufficientemente bene la geometria delle aree allagabili, delle strade e delle possibili vie di deflusso delle portate di esondazione. Si è deciso pertanto di adottare una griglia di calcolo particolarmente fitta, a maglia 1,0 x 1,0 m, costituita complessivamente da 801 righe x 480 colonne (384.480 punti di calcolo).

Nella Figura 34 è riportata la batimetria (o geometria di input) complessiva del modello. In marrone scuro sono evidenziate le zone escluse dal calcolo (celle inattive) perché considerate sicuramente non allagabili (aree con quota maggiore di 35 m s.m.). In verde scuro sono evidenziate le aree a quote inferiori mentre in giallo e marrone chiaro sono distinguibili le aree a quote maggiori. Nella figura, sovrapposte alla rappresentazione della batimetria, sono riportate le tracce del rilievo topografico in modo da evidenziare il trattato del rio Rattaconigli.

L'intero alveo inciso del rio Rattaconigli è stato escluso dalla simulazione con il modello bidimensionale MIKE 21, perché il suo contributo al deflusso della piena di progetto è già simulato con il modello monodimensionale MIKE 11 nell'ambito del codice MIKE Flood.



Figura 34 - Batimetria del modello 2D a maglia 1,0x1,0 m.

6.4.2 Parametri e condizioni al contorno del modello MIKE Flood

Il modello di simulazione, oltre alla descrizione geometrica e alle condizioni al contorno idrodinamiche (portate, livelli), necessita la definizione di un'altra serie di parametri: passo di tempo di integrazione del sistema, coefficienti di scabrezza e coefficiente di viscosità turbolenta ("eddy viscosity").

Come passo di tempo di integrazione, per garantire la stabilità numerica in termini di vincoli sul numero di Courant della corrente, è stato utilizzato un valore pari a 0,1 secondi.

La viscosità turbolenta, legata alla non uniforme distribuzione del campo delle velocità, viene generalmente simulata nel modello tramite il coefficiente di "eddy viscosity". Nel caso in esame al coefficiente di eddy viscosity è stato assegnato un valore costante pari a 0,5 m²/s sull'intera estensione del modello: tale parametro risulta di scarsa rilevanza in quanto simulando deflussi di esondazione con scorrimento superficiale gli aspetti legati alla formazione di vortici sono senza dubbio trascurabili rispetto ai prevalenti termini di resistenza idraulica al moto per attrito sul fondo.

La scabrezza rappresenta, all'interno delle equazioni del moto, il parametro che regola le perdite di energia distribuite, in primo luogo quelle per attrito sul fondo di scorrimento. Tale parametro è difficilmente valutabile con precisione ed è abitualmente utilizzato per tarare il modello. Nel caso in esame, cautelativamente, si è deciso di adottare un coefficiente medio di scabrezza di Strickler pari a 25 m^{1/3}/s, uniformemente distribuito su tutta l'area di analisi.

Al modello sono state assegnate le seguenti condizioni al contorno idrodinamiche:

- condizione al contorno di monte sul rio Rattaconigli (codice MIKE 11): portata in ingresso pari all'idrogramma di riferimento definito al capitolo 3.4, fino al valore massimo di 3,5 m³/s (corrispondente alla massima portata defluibile attraverso il tombino di attraversamento della via Romana);
- condizione al contorno di monte in ingresso lungo il lato Nord del modello MIKE21, in corrispondenza della via Conca Verde a monte dell'incrocio con la via Romana: idrogramma di piena di assegnato tempo di ritorno (TR200 o TR50 in base ai differenti scenari) depurato della quota parte di portata considerata defluente nel rio, pari al massimo a 3,5 m³/s (vedi Figura 25);
- condizione al contorno di valle sul rio Rattaconigli (codice MIKE 11): scala di deflusso in condizioni di moto uniforme in corrispondenza della sezione a progr. 1799 m (sostanzialmente alla foce); questa condizione è del tutto ininfluenza sui risultati del modello nella zona di interesse, in ragione dei rilevanti dislivelli; analogamente a quanto descritto nel capitolo precedente, essa è risultata più gravosa rispetto al valore definito al capitolo 6.2;
- condizioni al contorno "interne" di collegamento tra i due modelli MIKE 11 e MIKE 21: in corrispondenza di tutte le celle lungo le sponde destra e sinistra del Rio Rattaconigli vengono applicate equazioni tipo "stramazzo a larga soglia" con quote di sfioro pari ai valori maggiori tra quelli delle celle del modello 2D e quelli corrispondenti delle quote di sponda delle sezioni d'alveo di MIKE 11, opportunamente interpolate.

6.5 **Messa a punto del modello bidimensionale di dettaglio del canale**

Sul rio Rattaconigli sono state eseguite, come anticipato, analisi modellistiche bidimensionali di elevato dettaglio al fine di valutare accuratamente gli effetti del deflusso della piena con tempo di ritorno di 200 anni in corrispondenza della doppia curva a 90° presente subito a valle dell'area interessata dall'intervento,

nell'ipotesi di assenza di esondazione e moto permanente (congruentemente con le condizioni di verifica idraulica delle sistemazioni del rio).

In particolare l'analisi ha permesso di determinare, come richiesto dalla Provincia nella citata lettera, gli effetti di sovrizzo del livello idrico indotto dalla doppia curva, oltre che di definire con maggiore accuratezza i parametri di resistenza al moto del modello bidimensionale in modo da descrivere adeguatamente le perdite di carico dovute a questi bruschi cambi di direzione.

6.5.1 Costruzione del modello geometrico

Il modello geometrico bidimensionale del rio Rattaconigli è stato costruito a partire dai rilievi topografici disponibili.

In particolare la griglia di calcolo è stata generata a partire dall'elaborazione del piano quotato di rilievo con l'ausilio del programma ARCGIS, utilizzando una tecnica di interpolazione spaziale denominata metodo "natural neighbour". La necessità di valutare nel dettaglio la dinamica di deflusso in piena lungo la doppia curva ha richiesto l'allestimento di un modello geometrico costituito da una griglia regolare a celle di ridottissime dimensioni (maglia 0,05x0,05 m), rappresentata in Figura 35.

A partire dalle informazioni topografiche elaborate tramite GIS sono stati quindi costruiti due modelli idraulici bidimensionali a fondo fisso, utilizzando il già descritto codice di calcolo MIKE 21 del DHI, che risolve le equazioni di moto di De Saint Venant su maglia bidimensionale.

In un modello bidimensionale alle differenze finite, come MIKE 21, la descrizione geometrica del terreno è eseguita definendo la quota media in ogni cella di calcolo. Tale valore è usualmente calcolato mediante tecniche di interpolazione, che nel caso in esame consistono nel metodo "natural neighbour", che si basa sulla distribuzione a tasselli costituita dai poligoni di Voronoi. In particolare tale metodo di interpolazione associa ad ogni nuova posizione della matrice di output, il valore della cella più prossima nel grigliato.

La dimensione delle celle costituenti la griglia rettangolare prescelta, influenza direttamente sia i tempi di calcolo sia l'accuratezza spaziale della soluzione. All'aumentare della dimensione della griglia diminuiscono i tempi di calcolo e contemporaneamente anche l'accuratezza spaziale dell'analisi idrodinamica eseguita. La scelta deve quindi essere un compromesso tra le due esigenze; che nel caso in esame (maglia 0,05x0,05 m) è stata dettata prevalentemente dalla necessità di rappresentare con elevato dettaglio la geometria del rio, sia nello stato attuale (con la presenza del restringimento della sezione in sinistra a valle della prima curva a 90°) che in quello di progetto (con l'eliminazione del restringimento).

In Figura 36 sono riportate le batimetrie di stato attuale e di progetto (o geometrie di input) del modello. In verde sono evidenziate le aree più depresse mentre in giallo e marrone sono distinguibili le aree in quote assolute più elevate.

La griglia di ciascun modello del rio Rattaconigli è costituita da 701 righe x 1373 colonne, complessivamente 962.473 punti di calcolo.



Figura 35 – Rappresentazione della griglia a maglia 0,05x0,05 m ottenuta tramite elaborazione GIS per il rio Rattaconigli.



Figura 36 – Batimetria 2D di stato attuale (sx) e progetto (dx) del rio Rattaconigli, con griglia 0,05x0,05 m.

6.5.2 Parametri e condizioni al contorno

Per il modello descritto, come passo di tempo d'integrazione è stato necessario utilizzare, per ragioni di stabilità numerica legate al numero di Courant della corrente, un valore molto basso e pari a 0,01 secondi.

La viscosità turbolenta è legata alla non uniforme distribuzione del campo delle velocità ed è simulata tramite il coefficiente di "Eddy Viscosity". Nei casi in esame, data la regolarità della geometria dell'alveo e la ridottissima

dimensione delle celle della griglia di input, al coefficiente di Eddy Viscosity è stato assegnato un valore costante pari a $0,01 \text{ m}^2/\text{s}$ sull'intera estensione, che ne annulla in pratica l'effetto.

La scabrezza rappresenta, all'interno delle equazioni del moto, il parametro che regola le perdite di energia distribuite, in primo luogo quelle per attrito di scorrimento sul fondo e sulle sponde.

Nel modello bidimensionale si sono assunti coefficienti di scabrezza (formulazione di Gauckler Strickler) ottenuti incrementando del 20% quelli impiegati nel modello monodimensionale. È infatti noto che le resistenze distribuite da adottarsi in un modello bidimensionale sono ridotte di circa il 20-30% rispetto ad un corrispondente monodimensionale, per tenere conto del fatto che in un modello 2D gli effetti di resistenza al moto indotti dalle condizioni di deflusso non-monodimensionali (turbolenza, moti vorticosi, sinuosità dell'alveo ecc.) sono già in tutto o almeno in gran parte direttamente considerati nelle equazioni idrodinamiche.

Il modello è stato operato in condizioni di moto permanente e tempo di ritorno di 200 anni; le condizioni al contorno assegnate (sia per lo stato attuale che per quello di progetto) sono quindi le seguenti:

- estremo di monte: portata in ingresso di valore al colmo pari a $7,60 \text{ m}^3/\text{s}$ (a monte della doppia curva);
- estremo di valle: valore massimo di livello idrico desunto dalla simulazione monodimensionale corrispondente (rif. capitoli 6.3 e 7.1).

6.6 Scenari di simulazione e sistemazioni in progetto

I modelli descritti sono stati utilizzati per simulare i seguenti scenari, individuati da codici ripresi nella presentazione dei risultati ottenuti (capitolo 0).

- ✓ Verifica idraulica delle sistemazioni fluviali (modello monodimensionale in moto permanente):
 - **SIM1**: stato attuale con portata duecentennale;
 - **SIM2**: stato di progetto con portata duecentennale;
 - **SIM3**: variante 1 di progetto (sistemazione tratto della doppia curva a 90°) con portata duecentennale.
- ✓ Analisi dei fenomeni di sovrizzo in curva (modello bidimensionale in moto permanente):
 - **SIM4**: stato attuale con portata duecentennale;
 - **SIM5**: stato di progetto con portata duecentennale.
- ✓ Analisi delle dinamiche di piena del rio Rattaconigli e tracciamento fasce fluviali (modello integrato monodimensionale in moto vario):
 - **SIM6**: stato attuale con portata duecentennale;
 - **SIM7**: sistemazione idraulica senza l'intervento in progetto, con portata duecentennale;
 - **SIM8**: stato di progetto con portata duecentennale;
 - **SIM9**: variante 2 di progetto (griglia di intercettazione dei deflussi) con portata duecentennale;
 - **SIM10**: stato attuale con portata cinquantennale;
 - **SIM11**: stato di progetto con portata cinquantennale;
 - **SIM12**: variante 2 di progetto (griglia di intercettazione dei deflussi) con portata cinquantennale.

Per gli scenari in moto permanente (SIM1÷SIM5) si è fatto riferimento alla portata al colmo di piena duecentennale di $7,60 \text{ m}^3/\text{s}$ (cfr. capitolo 3.3), considerando che essa defluisca interamente nell'alveo del rio,

per quanto come già osservato questo non sia materialmente possibile allo stato attuale, sia perché l'assetto del bacino non è tale da consentire la formazione di un idrogramma con questo colmo (cfr. capitolo 2), sia per la capacità di portata massima del sistema di drenaggio della via Conca Verde e del tombino di attraversamento della via Romana.

La condizione indagata risulta pertanto rappresentativa di una ipotetica condizione futura in cui si siano eseguiti importanti interventi di sistemazione idraulica del nodo di via Romana per impedire il verificarsi di esondazioni su quest'ultima.

I valori dei franchi idraulici delle sistemazioni previste sono quindi stati valutati con riferimento a questa condizione di estrema cautela.

Gli scenari SIM6+SIM12 fanno invece riferimento a una condizione più aderente all'assetto idraulico attuale, per quanto siano state comunque adottate ipotesi cautelative in merito alle portate defluenti nel rio, come descritto nel capitolo 3.7, adottando in input gli idrogrammi di Figura 25. Con riferimento a quest'ultima, la portata in eccesso rispetto a quanto ipotizzato collettibile dal sistema di drenaggio (curva rossa) è stata considerata entrante come condizione al contorno di monte al modello 2D lungo il suo lato Nord, in corrispondenza della viabilità (via Conca Verde).

Gli scenari di **stato attuale** fanno riferimento a una configurazione geometrica, descritta dalle basi topografiche disponibili, che descrive l'assetto esistente dei siti.

Lo **stato "di progetto"** comporta la realizzazione dell'intervento in esame (fabbricato della RSA e pertinenze) e di alcuni interventi di sistemazione dell'alveo del rio finalizzati alla riduzione della pericolosità idraulica nell'area di interesse, ovvero:

- adeguamento della sezione di deflusso del ponticello esistente nel tratto a monte dell'intervento;
- rimozione del "bauletto" che restringe la sezione di deflusso nel tratto tra le due curve a 90°.

In particolare, le analisi di dimensionamento idraulico hanno condotto alla definizione dello schema di intervento di Figura 37 in corrispondenza del ponticello, che comporta:

- l'adeguamento della sezione di deflusso con sovrizzo di circa 1 m dell'impalcato (quota minima intradosso 16,76 m s.m.), oltre all'allargamento della luce;
- la riprofilatura di un breve tratto a monte (fino al primo salto di fondo esistente) per un più graduale raccordo con l'alveo attuale e per evitare, come richiesto dalla Provincia nella lettera citata in premessa (punto 6), la formazione di risalti idraulici a monte della struttura;
- la riprofilatura della stradina di accesso per congruenza con le nuove quote del piano viabile, con sovrizzo dello slargo di accesso in destra e raccordo delle rampe a monte e a valle.

Relativamente al secondo punto, si è previsto un allargamento della sezione del canale esistente di circa 50-55 cm (cfr. Tabella 9).

7. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI

7.1 Verifica idraulica in moto permanente delle sistemazioni fluviali

Nel seguito si riportano per diversi scenari i risultati tabellari delle simulazioni effettuate per l'evento di piena duecentennale, in condizioni di moto permanente (senza esondazioni laterali), in termini di tiranti idrici, velocità, numero di Froude e franchi idraulici rispetto alle sponde del rio (v. capitolo 7.3 per la legenda). La portata defluente è costante e pari a 7,60 m³/s. Viene inoltre rappresentato graficamente il profilo idrico di piena.

7.1.1 SIM1: stato attuale con portata duecentennale

ID sezione	Progressiva (m)	P.L. (m s.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	Franco sx (m)	Franco dx (m)
	1023,00	18,38	2,28	3,04	0,64	-0,20	-0,25
	1037,00	18,31	2,53	3,10	0,62	-1,00	-0,97
	1038,00	18,28	3,00	2,67	0,49	-0,97	-0,94
pont-m	1045,00	18,26	3,30	1,53	0,27	-1,09	-1,09
pont-v	1051,00	15,52	0,82	6,15	2,16	1,45	1,15
	1098,00	13,94	0,89	4,86	1,65	0,71	0,84
	1146,00	13,12	1,20	4,00	1,17	0,33	0,33
	1205,00	12,66	2,00	2,17	0,49	-0,29	-0,29
	1212,00	12,64	2,15	2,10	0,48	-0,57	-0,57
	1222,00	12,21	1,90	3,00	0,75	-0,27	-0,29
	1235,00	12,17	2,06	2,22	0,51	-0,44	-0,37
	1239,00	12,17	2,12	1,88	0,41	-0,49	-0,47
	1251,00	12,16	2,27	1,93	0,41	-0,61	-0,64
	1257,00	11,58	1,80	2,91	0,69	-0,12	-0,12
	1267,00	10,83	1,60	4,76	1,20	0,29	0,41
	1279,00	10,25	1,34	3,15	0,87	0,94	0,50
	1323,00	9,94	1,95	3,61	0,83	-0,25	-0,18
	1408,00	9,44	2,22	2,31	0,50	0,19	0,23
	1477,00	9,22	2,42	2,24	0,46	-0,02	-0,02
	1486,00	8,64	1,95	3,89	0,89	0,49	0,49
	1516,00	8,26	1,78	3,39	0,81	0,57	0,57
	1544,50	7,91	1,75	4,25	1,03	0,21	0,21
	1554,70	7,52	1,48	4,37	1,15	0,42	0,42
	1583,00	7,01	1,37	4,89	1,34	0,68	0,68
	1603,00	6,56	1,58	5,62	1,47	0,49	0,49
	1618,00	5,63	1,20	6,00	1,75	0,94	0,89
SEZ05m	1632,90	5,06	1,26	6,16	1,75	1,15	1,15
SEZ05v	1633,90	4,28	1,34	2,87	0,79	0,49	0,49
SEZ06	1659,43	4,17	1,37	2,61	0,71	0,83	0,83
SEZ07	1741,60	3,91	2,49	2,44	0,60	-0,34	-0,34
SEZ08	1745,00	3,05	1,56	4,12	1,29	0,08	0,08
SEZ09	1753,08	2,95	1,53	4,36	1,36	0,16	0,16
SEZ10	1799,00	1,97	1,26	3,38	1,00	0,59	0,59

Tabella 10 – Risultati della simulazione SIM1 - stato attuale, TR=200 anni.

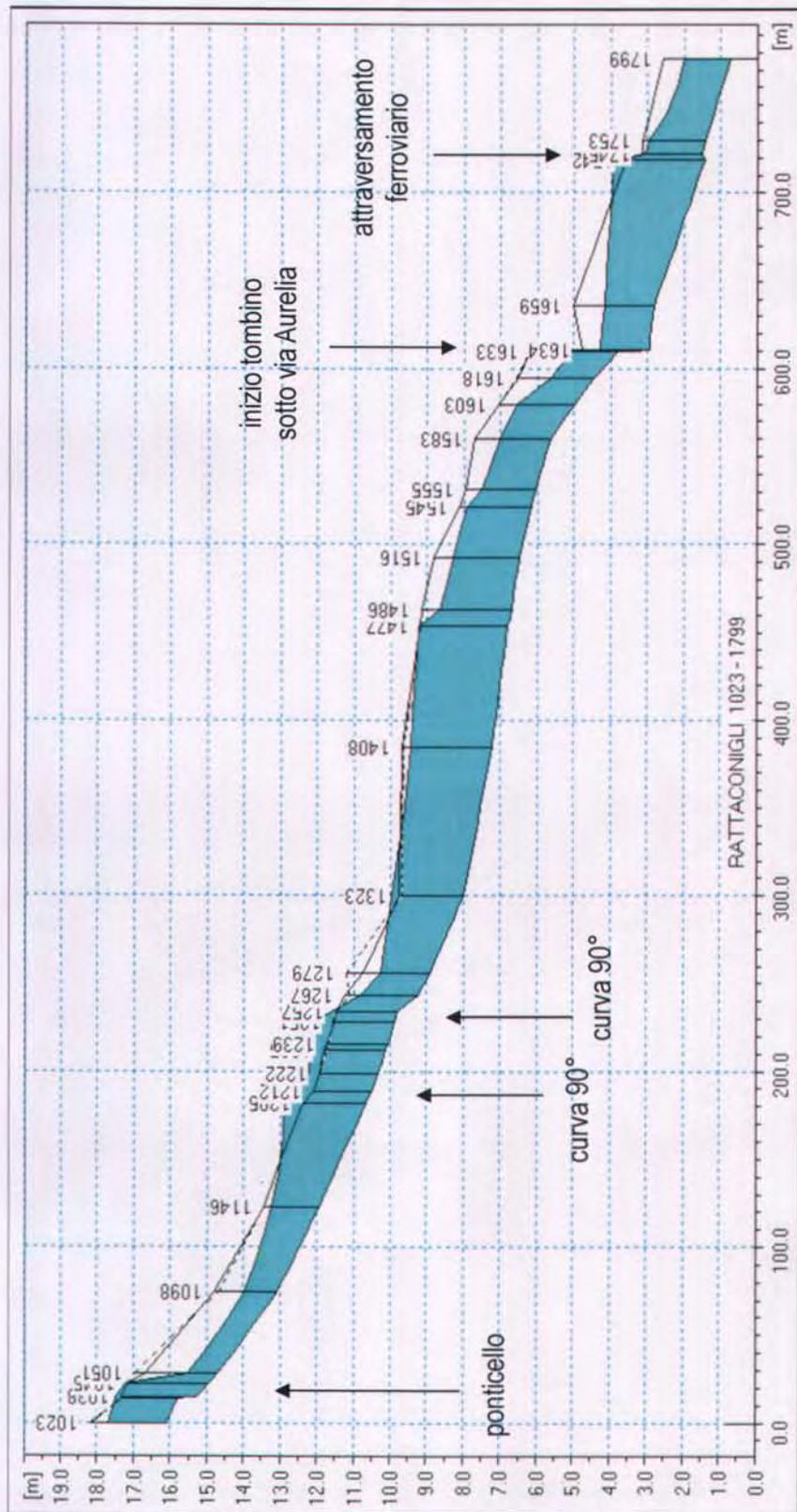


Figura 39 – SIM1 - Profilo longitudinale del corso d'acqua allo stato attuale (TR=200 anni).



Figura 43 – Schema dei possibili interventi analizzati per la sistemazione del tratto di valle del rio.

7.2 Analisi bidimensionale dei fenomeni di sovrizzo in curva

Come descritto in precedenza, è stato allestito un modello bidimensionale di elevato dettaglio per analizzare l'idrodinamica di piena nel tratto in cui si trovano le due curve a 90°, con riferimento particolare sia all'effetto di resistenza al moto prodotto dalla brusca curvatura dei filetti fluidi (dati utilizzati per la calibrazione del modello numerico descritto nel capitolo precedente), sia all'effetto trasversale di sovrizzo nella sezione, per effetto della curvatura stessa (forza centrifuga).

Di seguito si forniscono i risultati del modello, in termini di mappe di distribuzione dei principali parametri idraulici, con zoom in corrispondenza delle due curve, per lo stato attuale e di progetto (che differiscono unicamente per la rimozione del "bauletto" in calcestruzzo che restringe la sezione).

Sono inoltre stati estratti dei profili trasversali di livello per valutare l'entità del fenomeno di sovrizzo, del quale era richiesta l'indagine da parte della Provincia nella lettera citata in premessa (punto 6).

7.2.1 SIM4: stato attuale, portata duecentennale

Le seguenti figure mostrano le mappe relative ai massimi livelli idrici, massimi tiranti -con rappresentazione dei vettori velocità- e velocità massime (in modulo) per i tratti di interesse (zoom presso le curve di monte e di valle); inoltre sono stati rappresentati gli andamenti di livello trasversali in 6 sezioni localizzate sulle 2 curve (la posizione planimetrica delle sezioni è indicata rispettivamente in Figura 44 e Figura 48; la "prima" curva è quella di monte).

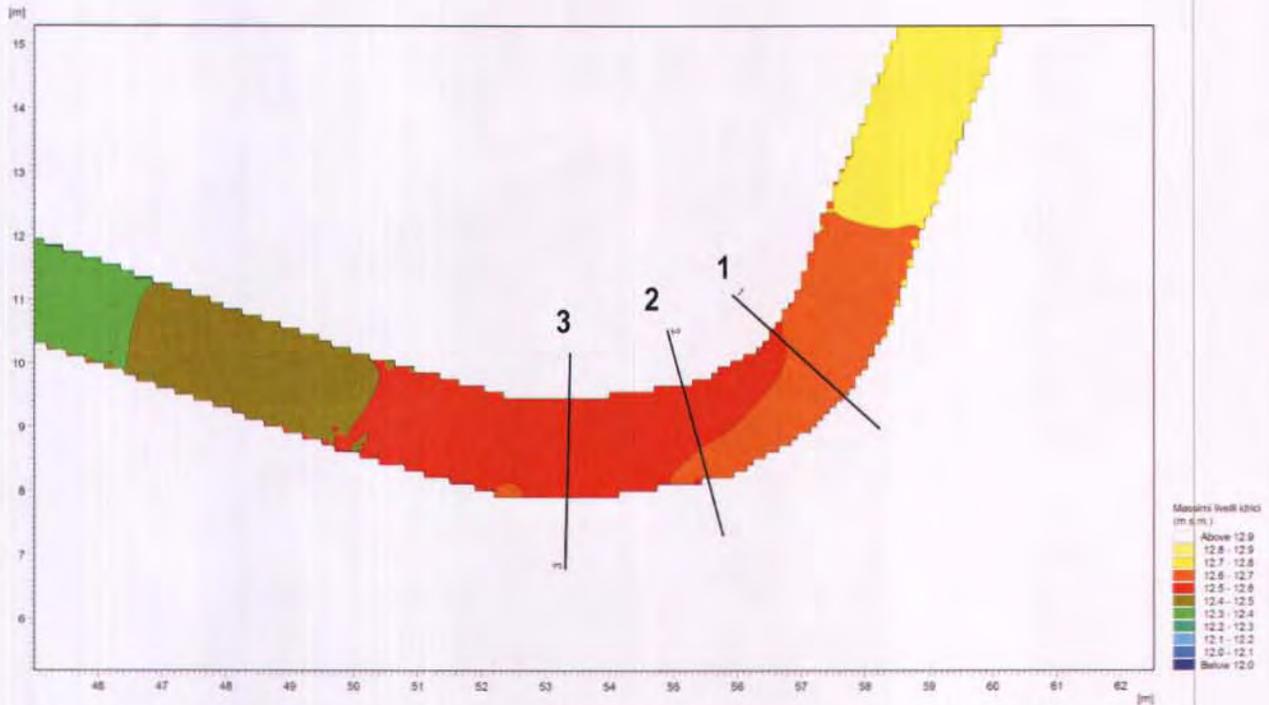


Figura 44 – Livelli idrici massimi per portata 7,6 m³/s presso la prima curva a 90°.

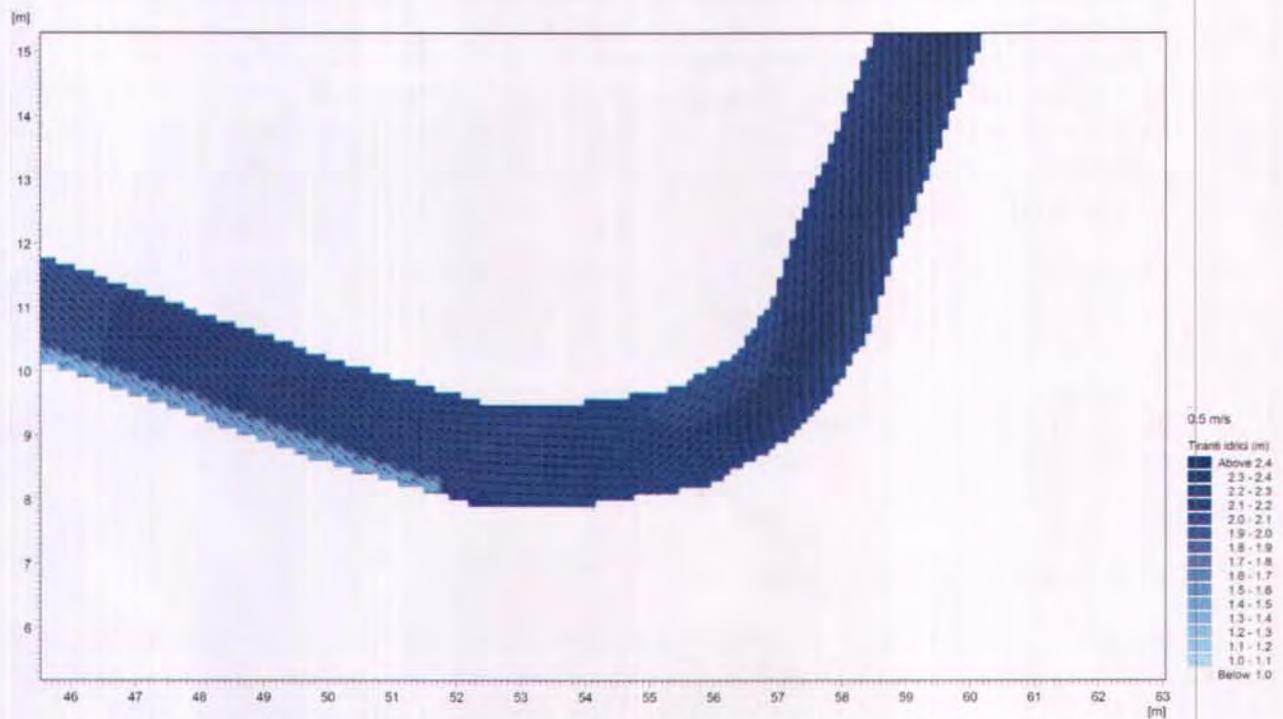


Figura 45 – Tiranti idrici massimi con rappresentazione dei vettori velocità per portata 7,6 m³/s presso la prima curva a 90°.

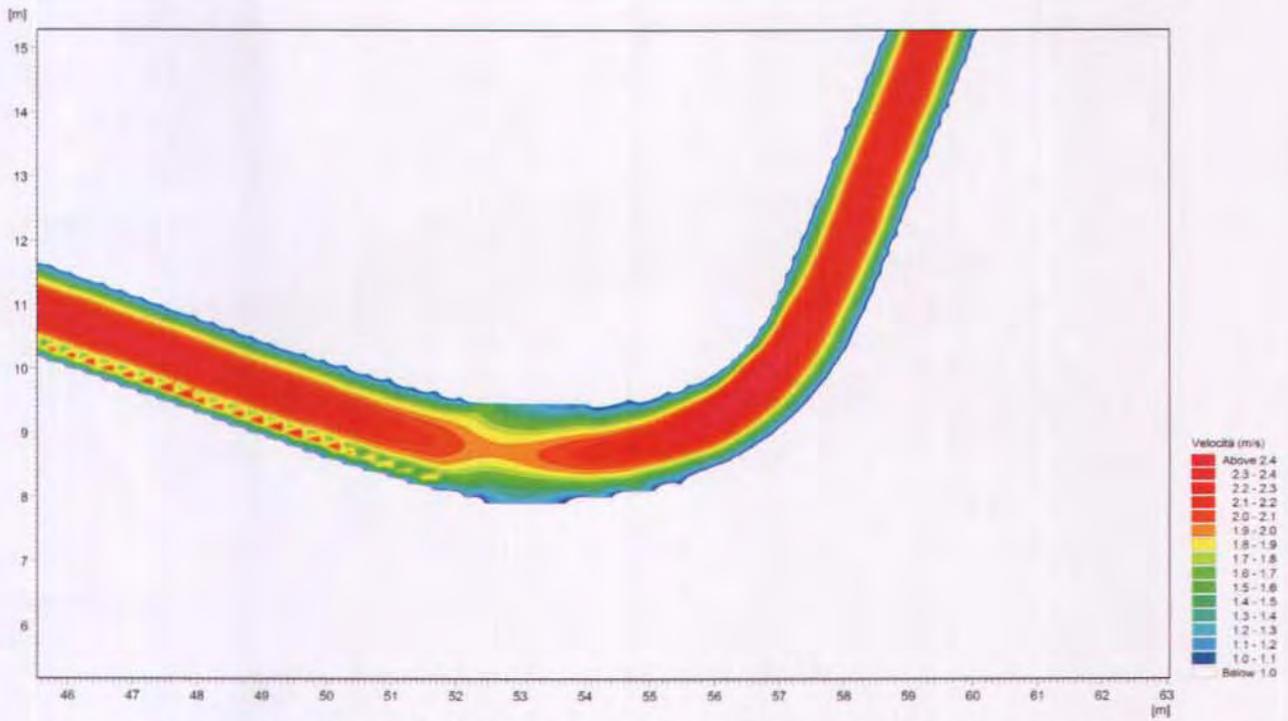


Figura 46 – Velocità massime per portata 7,6 m³/s presso la prima curva a 90°.

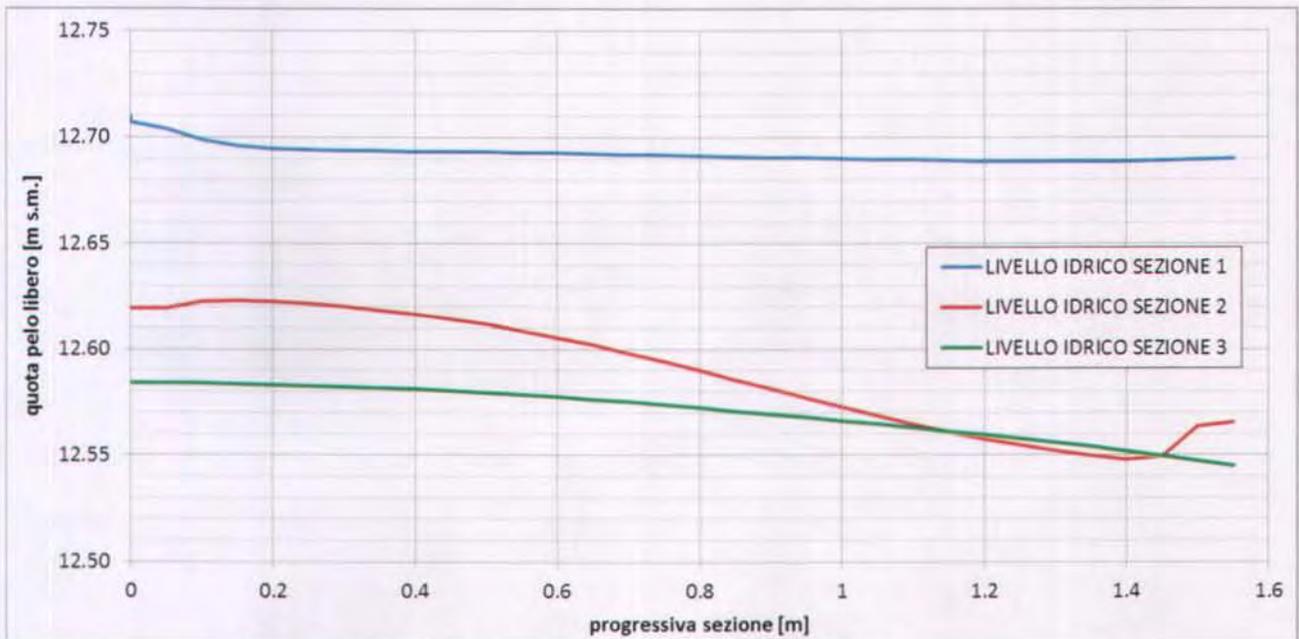


Figura 47 – Livelli massimi rilevati a monte, nel centro e a valle della prima curva a 90°.

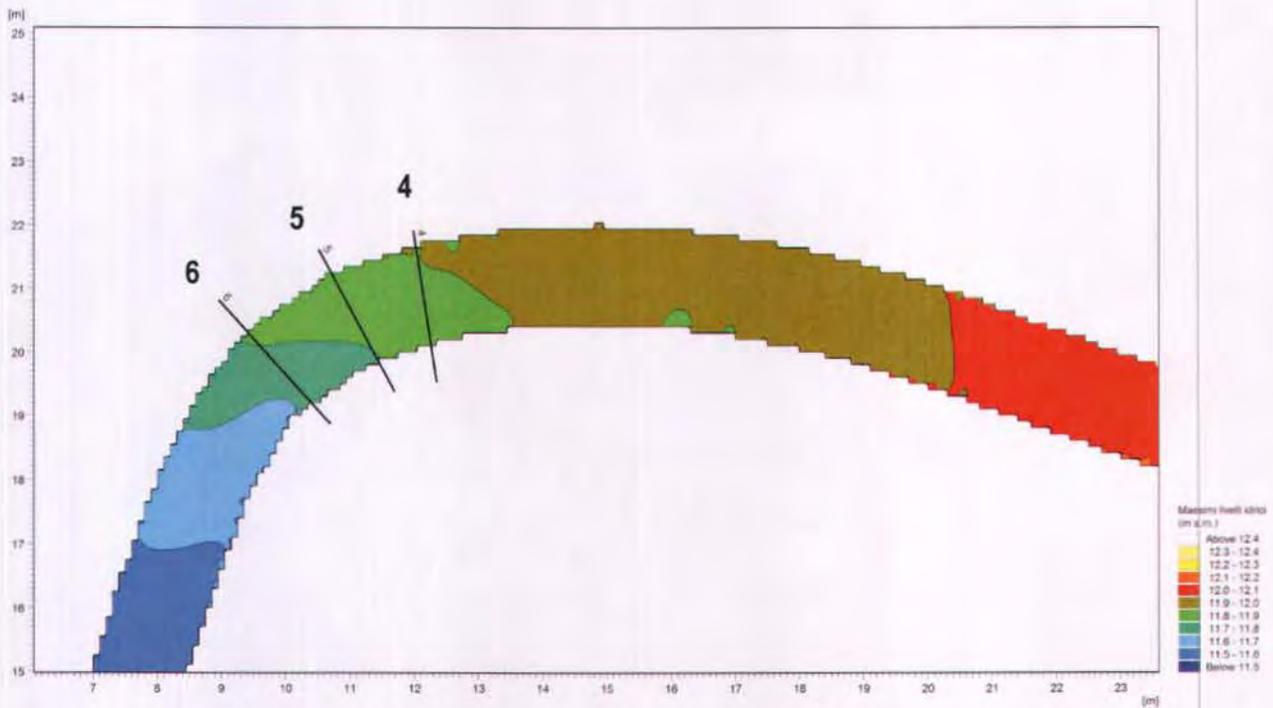


Figura 48 – Livelli idrici massimi per portata 7,6 m³/s presso la seconda curva a 90°.

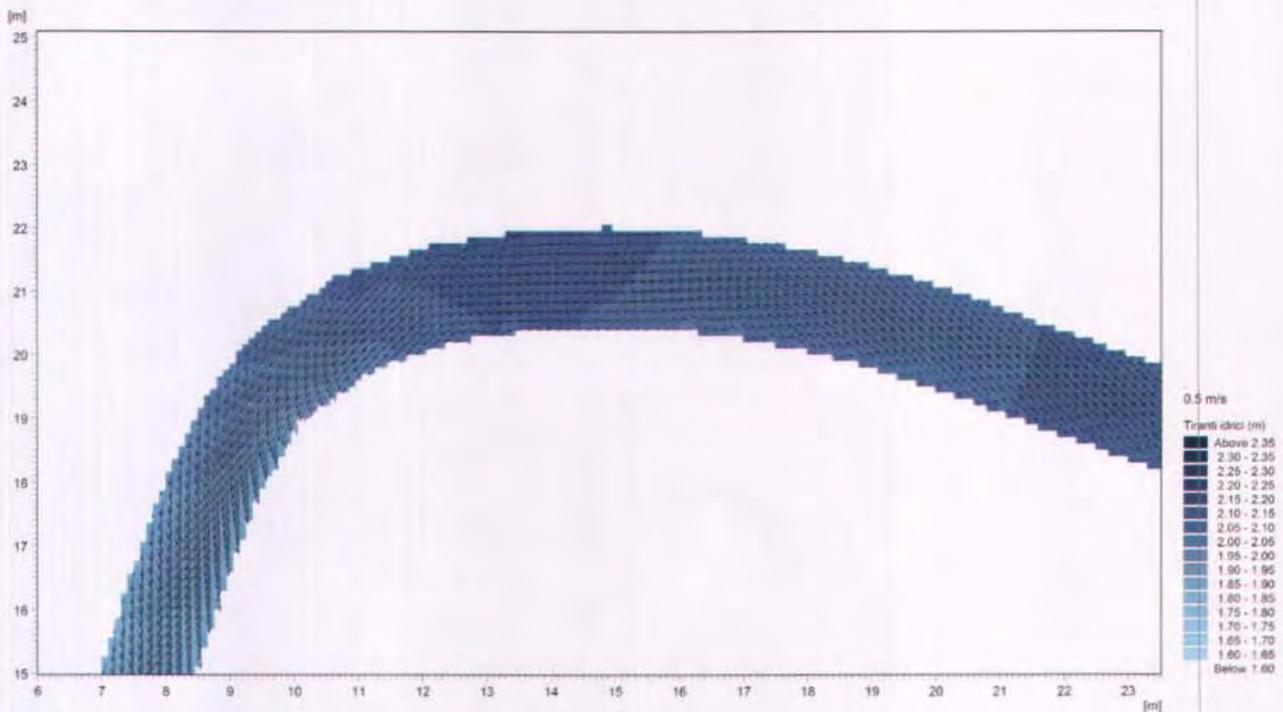


Figura 49 – Tiranti idrici massimi con rappresentazione dei vettori velocità per portata 7,6 m³/s presso la seconda curva a 90°.

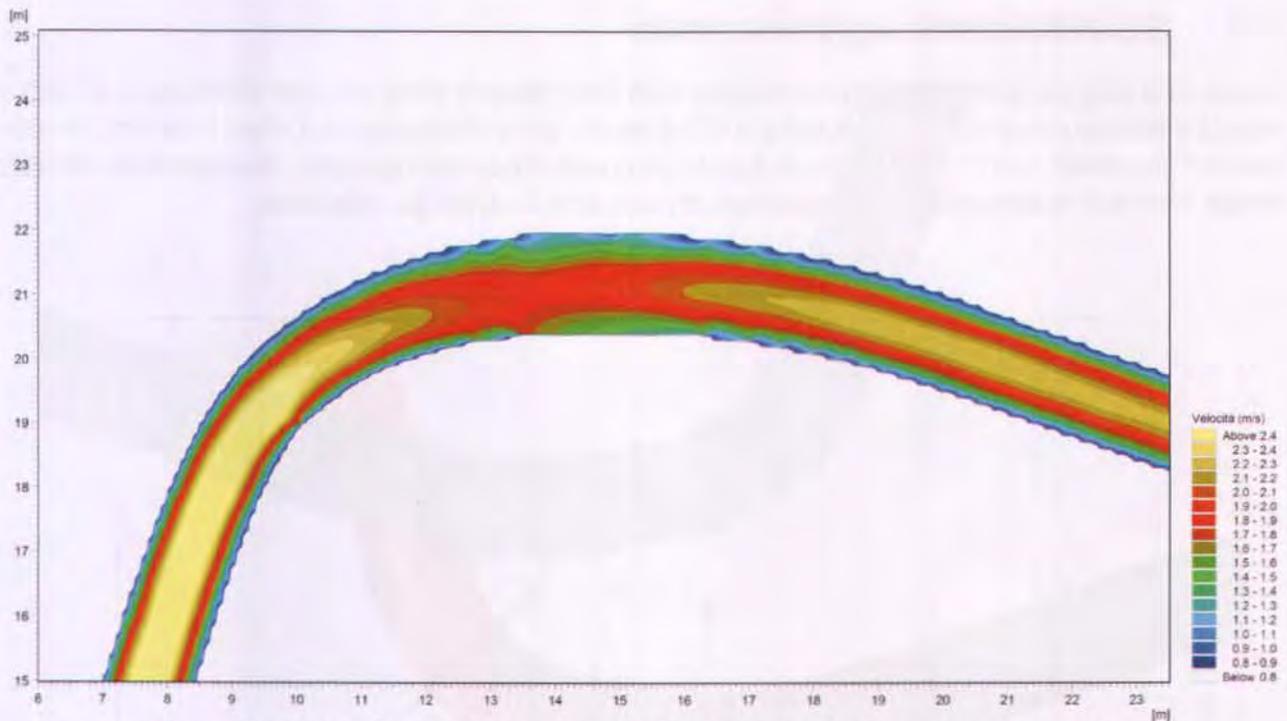


Figura 50 – Velocità massime per portata $7,6 \text{ m}^3/\text{s}$ presso la seconda curva a 90° .

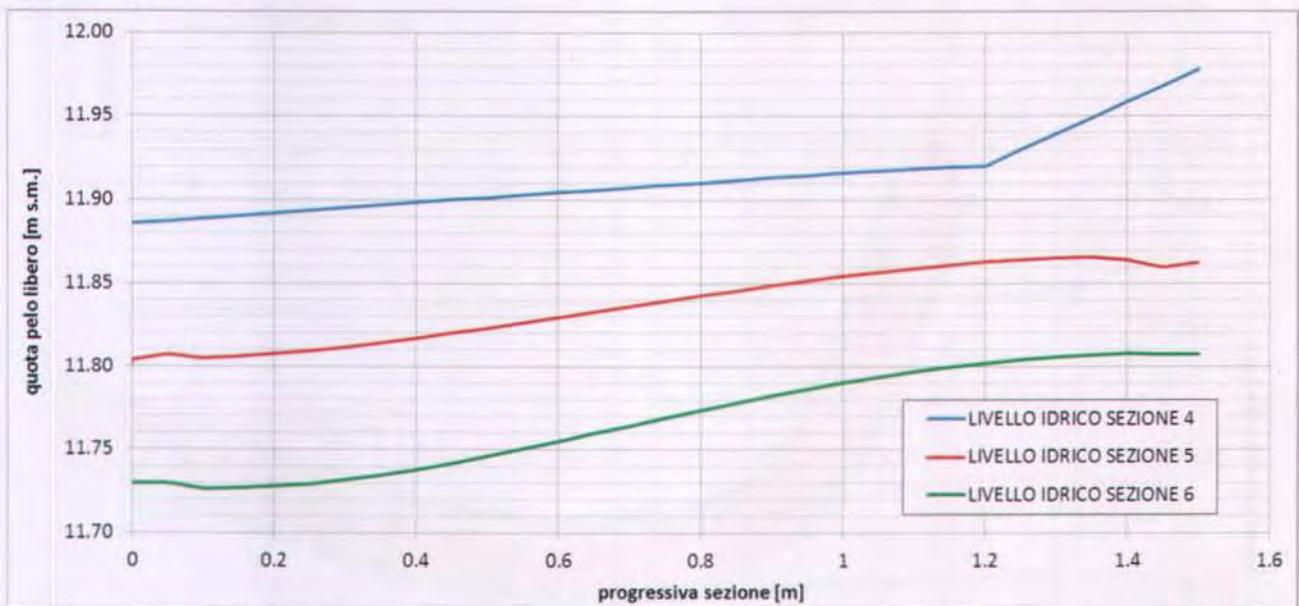


Figura 51 – Livelli massimi rilevati a monte, nel centro e a valle della seconda curva a 90° .

L'effetto di sovrizzo trasversale dovuto al moto in curva (inteso come massima differenza tra le due sponde) risulta inferiore ai 10 cm (2+7 cm nella prima, 7+9 cm nella seconda); rispetto al valor medio in centro sezione l'escursione è pari circa alla metà.

Si osserva come nella configurazione di progetto la rimozione del "bauletto" provochi un abbassamento dei livelli idrici a monte dell'ordine dei 10 cm. Restano sostanzialmente invariati i profili trasversali e l'effetto di sovrizzo laterale dovuto alla curva, di entità modesta.

7.3 Dinamiche di piena per l'evento duecentennale

I risultati delle simulazioni ottenuti con il modello integrato mono-bidimensionale sono illustrati di seguito mediante l'ausilio di rappresentazioni grafiche esplicative:

- aree di esondazione con rappresentazione delle altezze d'acqua e dei vettori delle velocità;
- profili longitudinali di corrente lungo l'alveo inciso del rio Rattaconigli.

I valori numerici dei principali parametri idrodinamici caratterizzanti i valori massimi di inviluppo del profilo di corrente della piena di progetto (alveo – modello MIKE11) sono riportati in specifiche tabelle contenenti i seguenti elementi:

- ID Sez. = identificativo sezione di rilievo;
- Progr. = progressiva metrica lungo l'asta (m);
- Q = portata (m^3/s);
- P.L. = quota di pelo libero (m s.m.);
- h = altezza d'acqua sul fondo (m);
- v = velocità media della corrente (m/s);
- Fr = numero di Froude della corrente (-);
- Franco sx = franco idraulico in sponda sinistra;
- Franco dx = franco idraulico in sponda destra.

7.3.1 SIM6: stato attuale

Nella Figura 55 è riportata la distribuzione calcolata con il modello bidimensionale MIKE 21 nella situazione attuale delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna verificatesi nel corso del transito del colmo dell'evento di piena di progetto: le tonalità azzurro/blu evidenziano le aree di esondazione con tiranti idrici minori, quelle giallo/rosso le aree con tiranti idrici maggiori. Le aree interne all'alveo inciso del rio non sono rappresentate perché, come già detto, il loro contributo al deflusso è stato già preso in conto nell'ambito del modello MIKE 11.

A valle della via Romana ed in particolare nell'area interessata dal progetto, le massime altezze idriche sono generalmente inferiori a 0,40 m, mentre i valori massimi, localmente superiori a 0,6 m, si verificano sulla via Romana a valle dell'incrocio con via Conca Verde. Si rimanda al capitolo 7.3.3 per un'analisi delle dinamiche di evoluzione della piena.

Nella Figura 56 è riportata la distribuzione areale delle massime velocità di deflusso raggiunte nel corso dell'evento di piena di progetto a prescindere dall'istante in cui si sono verificate; anche in questo caso le tonalità giallo/rosso individuano le aree maggiormente sollecitate e sono localizzate nella zona di via Conca Verde. Anche in questo caso i valori massimi sono generalmente inferiori a 0,75 m/s, con notevole incremento (fino a oltre 3 m/s) su via Conca Verde (a forte pendenza), via Romana e i tratti di viabilità locale attraverso i quali la portata si espande nella piana a valle.

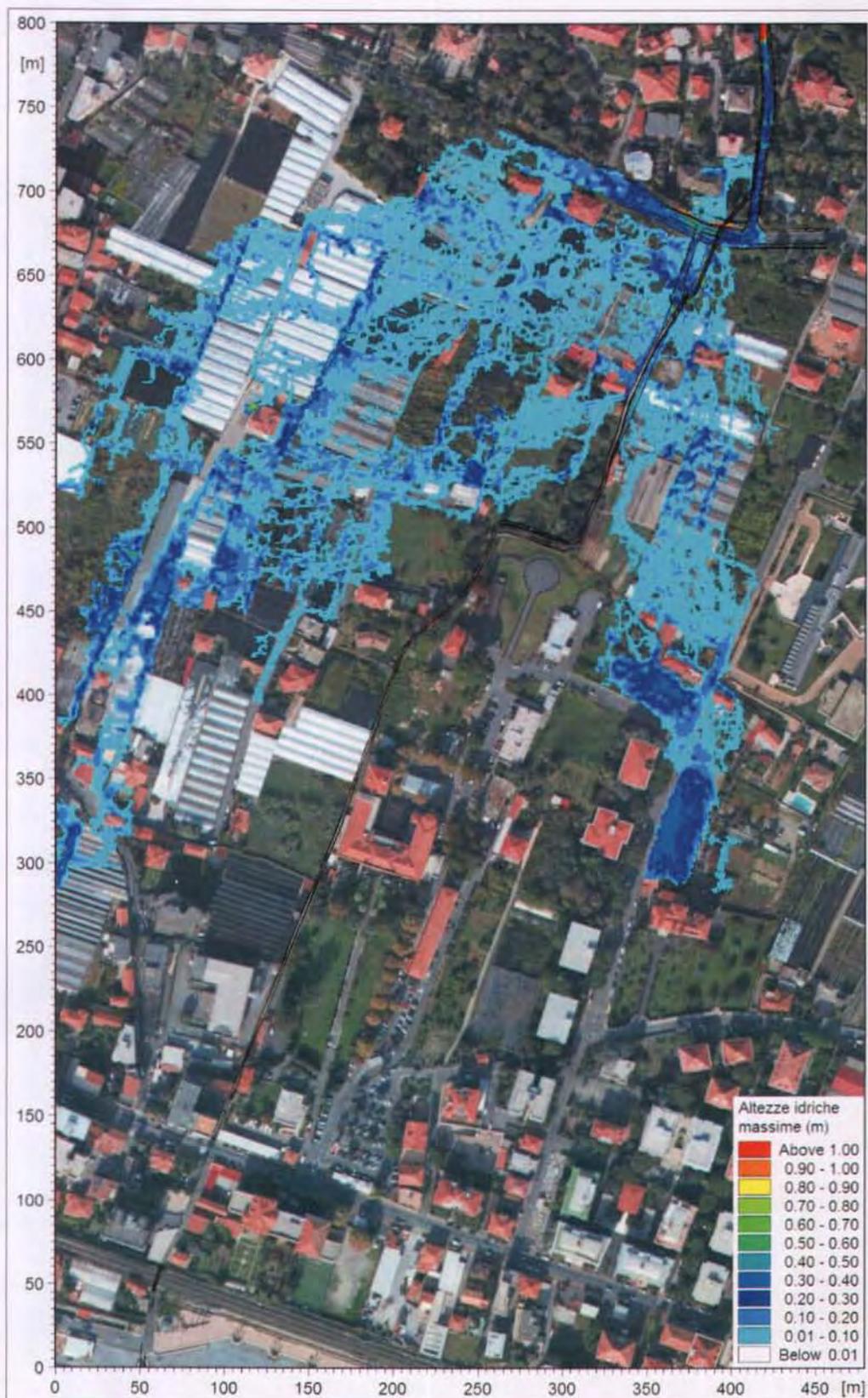


Figura 55 - Stato attuale, TR200 (SIM6): involucro delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna.

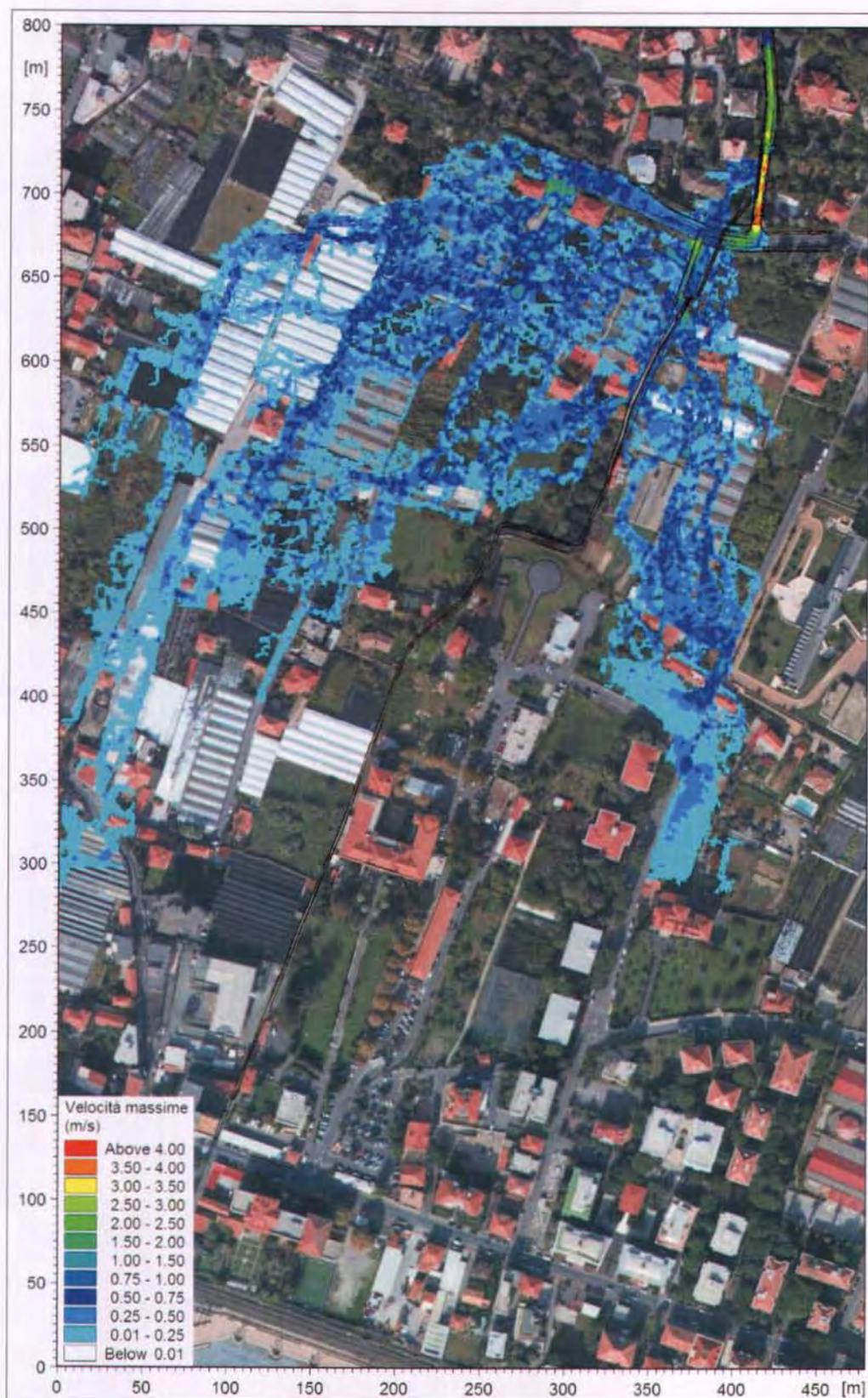


Figura 56 - Stato attuale, TR200 (SIM6): distribuzione delle velocità massime di deflusso.

Nella Tabella 13 sono elencati i principali parametri idrodinamici della simulazione eseguita con MIKE11 (involuppo dei valori massimi) relativi all'alveo del rio (modello monodimensionale). In Figura 57 è fornita una rappresentazione grafica del profilo di massima piena, con indicazione (linea rossa) della variabilità della portata massima lungo lo sviluppo del rio.

ID sezione	Progressiva (m)	Q (m ³ /s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	Franco sx (m)	Franco dx (m)
SEZ04	1000,00	3,50	18,51	0,59	7,63	3,17	0,41	0,41
SEZ03	1001,14	3,50	18,38	0,60	4,56	1,93	0,45	0,45
SEZ02	1003,50	3,50	18,32	0,60	5,10	2,24	1,54	1,56
SEZ01	1007,13	3,50	18,19	0,48	6,42	3,04	0,94	0,94
	1022,00	3,50	17,20	0,50	6,42	2,91	0,98	0,93
	1023,00	3,50	16,92	0,82	3,90	1,38	1,26	1,21
	1037,00	3,51	16,65	0,87	4,17	1,43	0,66	0,69
	1038,00	3,52	16,14	0,86	4,30	1,48	1,17	1,20
pont-m	1045,00	3,80	15,96	1,00	2,53	0,81	1,21	1,21
pont-v	1051,00	3,97	15,21	0,51	5,16	2,30	1,76	1,46
	1098,00	3,97	13,58	0,53	4,25	1,86	1,07	1,20
	1146,00	3,97	12,61	0,69	3,65	1,41	0,84	0,84
	1205,00	3,97	12,06	1,40	1,62	0,44	0,31	0,31
	1212,00	3,97	11,74	1,25	2,02	0,63	0,33	0,33
	1222,00	3,97	11,38	1,07	3,18	1,13	0,56	0,54
	1235,00	3,97	11,26	1,15	2,24	0,72	0,47	0,54
	1239,00	3,97	11,18	1,13	1,85	0,56	0,50	0,52
	1251,00	3,97	11,15	1,26	1,81	0,51	0,40	0,37
	1257,00	3,97	10,71	0,93	2,95	0,98	0,75	0,75
	1267,00	3,97	10,33	1,10	3,61	1,10	0,79	0,91
	1279,00	3,97	9,83	0,92	2,41	0,80	1,36	0,92
	1323,00	3,97	9,09	1,10	3,36	1,02	0,60	0,67
	1408,00	3,97	8,29	1,07	2,50	0,77	1,34	1,38
	1477,00	3,97	7,93	1,13	2,51	0,75	1,27	1,27
	1486,00	3,97	7,88	1,19	3,61	1,06	1,25	1,25
	1516,00	3,97	7,45	0,97	3,24	1,05	1,38	1,38
	1544,50	3,97	7,11	0,95	4,09	1,34	1,01	1,01
	1554,70	3,97	6,91	0,87	3,88	1,33	1,03	1,03
	1583,00	3,97	6,39	0,75	4,70	1,74	1,30	1,30
	1603,00	3,97	5,83	0,85	5,61	1,98	1,22	1,22
	1618,00	3,97	5,13	0,70	5,36	2,05	1,44	1,39
SEZ05m	1632,90	3,97	4,54	0,74	5,47	2,03	1,67	1,67
SEZ05v	1633,90	3,97	3,61	0,67	3,00	1,17	1,16	1,16
SEZ06	1659,43	3,97	3,39	0,59	3,17	1,32	1,61	1,61
SEZ07	1741,60	3,97	2,56	1,14	3,78	1,29	1,01	1,01
SEZ08	1745,00	3,97	2,51	1,02	3,85	1,39	0,62	0,62
SEZ09	1753,08	3,97	2,36	0,94	4,39	1,68	0,75	0,75
SEZ10	1799,00	3,97	1,34	0,63	3,85	1,69	1,22	1,22

Tabella 13 – Risultati della simulazione SIM6 di stato attuale con portata duecentennale.

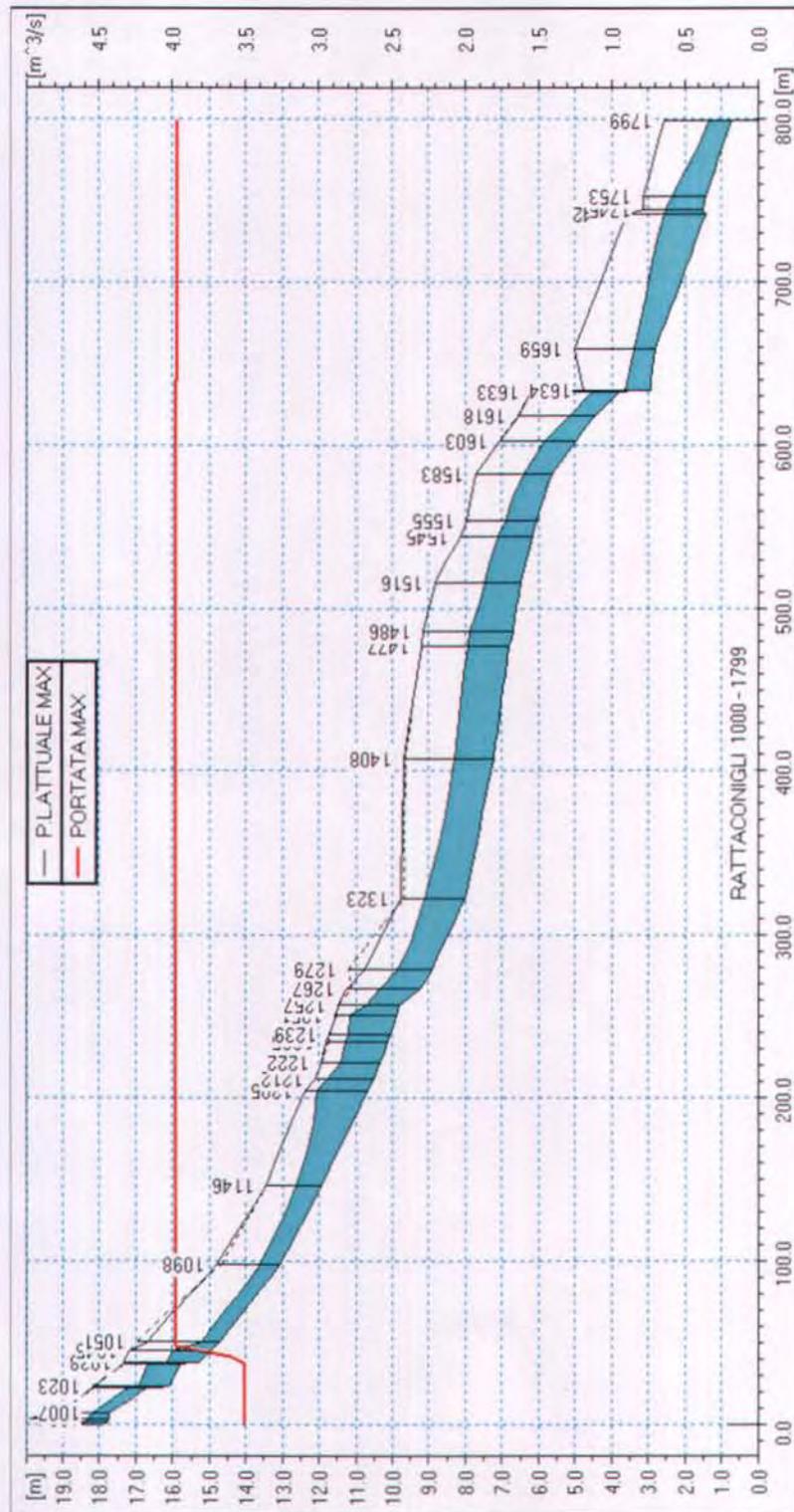


Figura 57 – Profilo longitudinale del corso d'acqua allo stato attuale (SIM6 - TR200).

In Figura 58 è riportato il dettaglio delle altezze idriche massime che si riscontrano nell'area di intervento.

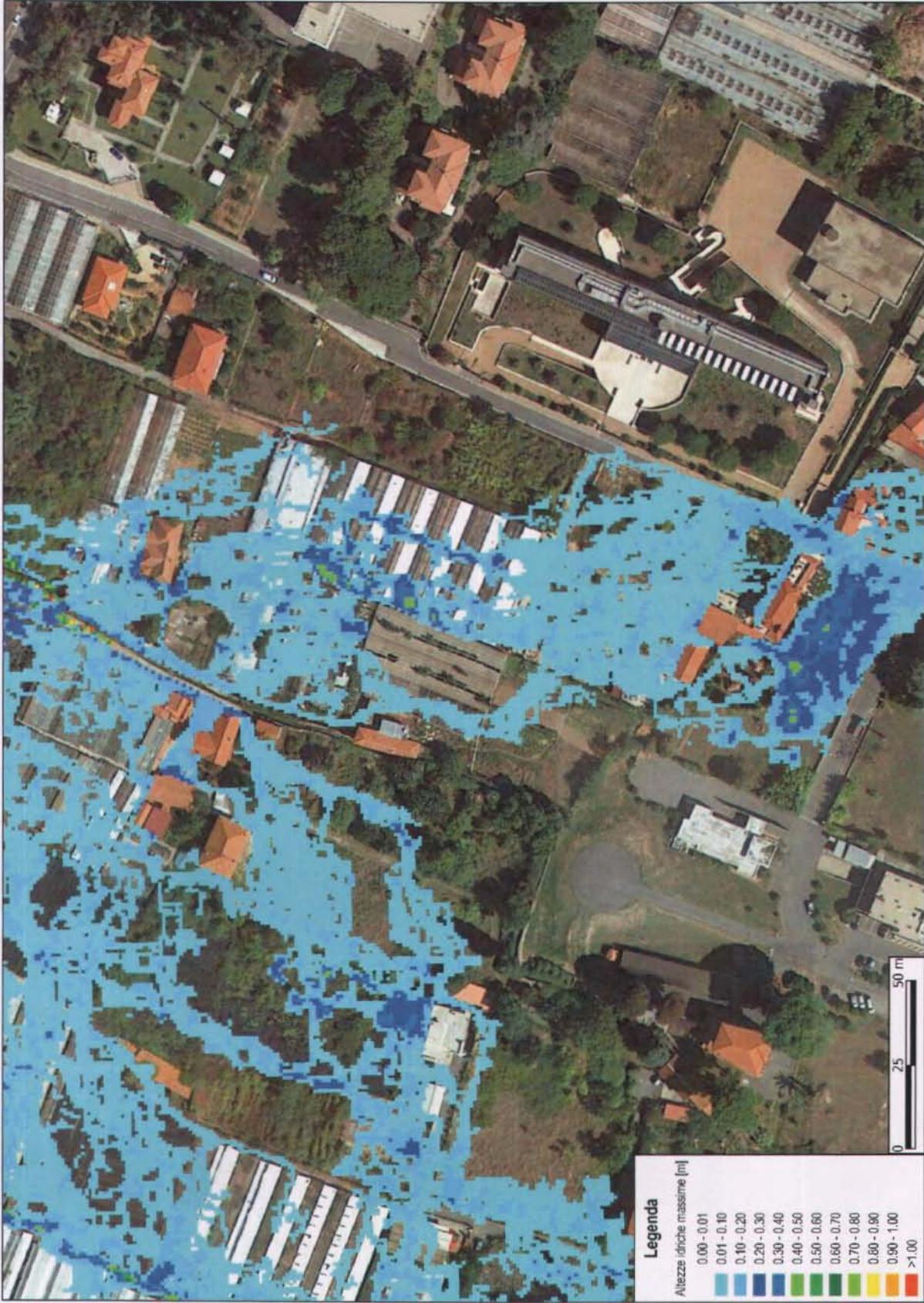


Figura 58 – Stato attuale: tiranti idrici massimi, dettaglio nell'area di intervento (TR200, SIM6).

ALLEGATO 1

Descrizione del codice di calcolo MIKE 11 - HD

1. PREMESSA

Il programma MIKE 11 è stato realizzato dal DHI (Danish Hydraulic Institute) a partire dal programma SYSTEM 11 che dal 1972, anno della sua messa a punto, ad oggi, è stato usato in un grande numero di applicazioni in tutto il mondo con ottimi risultati e riconoscimenti.

MIKE 11 è un programma generale per la simulazione del flusso idrico a pelo libero in estuari, fiumi, sistemi di irrigazione e simili corpi idrici. MIKE 11 simula il flusso monodimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali. E' possibile tenere conto di:

- portate laterali;
- condizioni di corrente veloce o lenta;
- flusso libero o rigurgitato in corrispondenza di sfioratori;
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi;
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate;
- casse d'espansione;
- condizioni di flusso bidimensionale sulle pianure alluvionali;
- azione del vento;
- nodi idraulici (biforcazioni e convergenti).

L'adozione del programma di simulazione DHI/MIKE 11, consente la soluzione del problema idrodinamico di moto vario con uno schema di soluzione numerica molto efficiente che limita i tempi di calcolo consentendo una adeguata rappresentazione dell'evolversi temporale dei transitori idraulici legati al passaggio dell'onda di piena.

2. DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI DI MOTO SIMULATE

Il modello consente di attivare tre diverse descrizioni del moto, mediante tre differenti formulazioni matematiche:

Approccio dell'"onda cinematica". Le condizioni di moto sono calcolate imponendo il bilancio tra le forze di gravità e di attrito. Questa semplificazione non permette di simulare gli effetti di rigurgito.

Approccio dell'"onda diffusiva". Oltre alle forze di gravità ed attrito viene tenuto conto del gradiente idrostatico in modo tale da poter valutare anche gli effetti a monte delle condizioni al contorno di valle, cioè simulare i fenomeni di rigurgito.

Approccio dell'"onda dinamica". Utilizzando le equazioni complete del moto, comprese le forze di accelerazione, è possibile simulare con questa formulazione transitori veloci, flussi di marea ecc.

In funzione del tipo di problema da risolvere è possibile scegliere la descrizione del moto più appropriata. Ognuna delle tre formulazioni consente di simulare sia sistemi idrici ramificati sia reti idrauliche con maglie chiuse.

3. EQUAZIONI GENERALI DI DE SAINT VENANT

MIKE 11 mediante il terzo tipo di formulazione risolve le equazioni di conservazione del volume e della quantità di moto (equazioni di De Saint Venant) che sono derivate sulla base delle seguenti assunzioni:

- a) Il fluido (acqua) è incomprimibile ed omogeneo, cioè senza significativa variazione di densità.
- b) La pendenza del fondo è piccola.

c) Le lunghezze d'onda sono grandi se paragonate all'altezza d'acqua, in modo da poter considerare in ogni punto parallela al fondo la direzione della corrente: è cioè trascurabile la componente verticale dell'accelerazione e su ogni sezione trasversale alla corrente si può assumere una variazione idrostatica della pressione.

Integrando le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto si ottiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

ed introducendo la resistenza idraulica (attrito) e le portate laterali addotte:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0$$

dove:

A = area della sezione bagnata (m²);

C = coefficiente di attrito di Chezy (m^{1/2}s⁻¹);

g = accelerazione di gravità (m s⁻²);

h = altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale (m);

Q = portata (m³/s);

R = raggio idraulico (m);

α = coefficiente di distribuzione della quantità di moto;

q = portata laterale addotta (m²/s).

4. SIMULAZIONE DELLE CORRENTI VELOCI CON L'APPROCCIO DELL'ONDA DINAMICA

Per le correnti veloci viene applicata una equazione "ridotta" del moto, ottenuta trascurando il termine non lineare:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0$$

La descrizione del moto è tanto più accurata quanto meno rapidamente variabile è la velocità della corrente.

Il vantaggio di questa schematizzazione è rappresentato dal fatto che è possibile ottenere una soluzione stabile con la stessa metodologia usata per le correnti lente. Nella transizione tra corrente lenta e veloce viene applicata una riduzione graduale del termine non lineare.

5. APPROSSIMAZIONE DELL'ONDA DIFFUSIVA

L'approssimazione dell'"onda diffusiva" consiste nel trascurare tutti i termini legati alla quantità di moto nelle equazioni generali di De Saint Venant:

$$gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2AR} = 0$$

Questa formulazione assicura ancora la descrizione dell'effetto di rigurgito attraverso il termine $\partial h / \partial x$. Per ragioni di stabilità questo termine nella soluzione viene smorzato; ciò significa che vengono risolti soltanto fenomeni di rigurgito relativamente stazionari (confrontati con lo step di tempo utilizzato).

6. DESCRIZIONE IN CORRISPONDENZA DI STRUTTURE

Dal punto di vista matematico la descrizione della corrente attraverso stramazzi o soglie e sezioni trasversali strette è abbastanza simile. In MIKE 11 la descrizione di ogni struttura viene effettuata in un segmento di corso d'acqua.

Tipi di strutture simulate

Tipo 1. Stramazzo a larga soglia

Il programma automaticamente determina le caratteristiche di funzionamento standard dello stramazzo sulla base della geometria e dei coefficienti di perdita di carico specificati dall'utente. Viene assunta una distribuzione idrostatica delle pressioni sulla soglia e vengono utilizzati diversi algoritmi per la simulazione del deflusso libero e di quello rigurgitato.

Tipo 2. Relazione Q-h

Nel caso in cui le condizioni standard di funzionamento (tipo 1) dello stramazzo non risultino adeguate (ad esempio quando è evidente una significativa curvatura delle linee di corrente) è possibile specificare le relazioni Q-h (portate-livelli) valide per la data struttura. La relazione Q-h viene utilizzata per il deflusso libero in condizioni critiche, mentre per il deflusso rigurgitato (o sommerso) vengono utilizzati gli stessi algoritmi della struttura "tipo 1".

Tipo 3. Tombino

Un tombino può essere descritto mediante diversi algoritmi validi per condizioni di deflusso critico, rigurgitato o a "tubo pieno". il funzionamento a "tubo pieno" è a sua volta suddiviso in deflusso libero a valle, flusso rigurgitato e flusso sommerso. Deve essere inserita una relazione Q-h che contempli tutti i casi di deflusso critico allo sbocco del tombino. La portata critica è determinata da una formulazione di stramazzo a larga soglia quando l'imbocco è libero e da una formulazione di luce sotto battente quando l'imbocco è sommerso.

Tipo 4. Relazione Q-t

E' possibile inserire una qualsiasi relazione Q-t esterna per descrivere ad esempio il deflusso da una diga o un pompaggio. Questa relazione sostituisce localmente l'equazione di conservazione della quantità di moto.

Tipo 5. Relazione $Q = A(Z_{j1}) \cdot Z_{j2}$

Il deflusso nell'ambito di una struttura può essere posto in relazione, in modo dinamico, a due qualsiasi variabili indipendenti del sistema consentendo di simulare regole operative particolari. Il deflusso da un invaso può per esempio essere correlato alla portata in ingresso e al livello nell'invaso (o al livello a valle di esso).

Tipo 6. Strutture mobili

E' possibile simulare la presenza di strutture mobili con condizioni di deflusso di tipo sfioro o luce sotto battente. Viene assegnata la geometria fissa della struttura (larghezza, quota del fondo per sistemi a sfioro tipo ventola, quota del livello massimo della paratoia per sistemi con luce sotto battente) ed una regola operativa che determina la quota della parte mobile della struttura in funzione di una delle seguenti condizioni idrodinamiche calcolate dal modello: un livello, una differenza di livelli, una portata, una differenza di portate, il tempo. Il modulo simula dinamicamente la variazione della geometria della struttura ed il flusso che ne consegue.

7. RESISTENZA D'ATTRITO

MIKE 11 consente di utilizzare due diverse formulazioni della resistenza d'attrito: l'espressione di Chezy e quella di Strickler.

Secondo la formula di Chezy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{gQ|Q|}{C^2AR}$$

dove C è il coefficiente di attrito di Chezy.

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

$$\tau_r = \frac{gQ|Q|}{M^2AR^{4/3}}$$

dove M è il coefficiente di Strickler, pari a $1/n$, essendo n il coefficiente di Manning.

8. CONDIZIONI INIZIALI

Le condizioni iniziali possono essere specificate dall'utente oppure essere calcolate automaticamente. Nel secondo caso viene usata la formula di Chezy per determinare i livelli idrici e le portate da considerare all'inizio della simulazione su tutta la rete o schema idraulico. In alternativa a queste due opzioni è possibile anche assumere come condizioni iniziali i risultati di una precedente simulazione effettuata sullo stesso schema idraulico.

9. METODO DI SOLUZIONE

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio modellistico seguito (cinematico, diffusivo, dinamico). Le equazioni generali di De Saint Venant sono trasformate in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e h alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico h, rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale (schema di Abbott a 6 punti).

La griglia di calcolo viene generata dal modello in base alle richieste dell'utente:

- i punti Q sono posizionati sempre a metà tra due punti h vicini;
- la distanza tra due punti h può essere variabile;
- ad ogni sezione trasversale d'alveo viene assegnato un punto h;
- ad ogni struttura viene assegnato un punto Q.

10. CONDIZIONI AL CONTORNO

In MIKE 11 le condizioni al contorno sono distinte in esterne ed interne. Le condizioni al contorno interne sono: legami tra punti nodali, strutture, portate interne, attrito indotto dal vento. Le condizioni al contorno esterne sono: valori costanti di h e Q, valori di h e Q variabili nel tempo, relazioni tra h e Q (ad es. scala di deflusso per una sezione d'alveo).

11. DEFINIZIONE DEI PASSI DI CALCOLO

La scelta ottimale dei passi di calcolo Dx (spazio) e Dt (tempo) da utilizzare nell'ambito di una simulazione è molto importante perché questi parametri possono condizionare pesantemente la stabilità del calcolo numerico e quindi i risultati stessi della simulazione.

Esistono due differenti criteri per determinare correttamente i passi di calcolo Dx e Dt. Essi sono descritti nel seguito.

1) Criterio di Courant

$$Cr = \frac{\sqrt{g \cdot d} + V}{Dx} \cdot Dt$$

dove:

- Cr = numero di Courant;
- d = altezza d'acqua media;
- V = velocità media della corrente;
- g = accelerazione di gravità;
- Dt, Dx = passi di calcolo.

Il numero di Courant esprime quanti Dx vengono percorsi da un'onda, causata da una piccola perturbazione, che si muove in un intervallo di tempo Dt unitario.

Per correnti lente ($Fr < 1$), il valore massimo del numero di Courant deve essere inferiore a 20.

2) Criterio della velocità.

Il criterio della velocità stabilisce che i passi Dx e Dt di calcolo siano definiti in modo tale che la corrente si muova di uno spazio Dx in un tempo maggiore di Dt, e cioè:

$$V *Dt < Dx$$

dove V è velocità media della corrente.

In definitiva entrambi i criteri esprimono il concetto che, per un dato passo di tempo Dt, Dx deve essere maggiore di un valore definito; contemporaneamente sia Dt che Dx devono essere inferiori a valori prestabiliti, in modo da descrivere correttamente il fenomeno in esame.

Il modello DHI/MIKE 11 genera automaticamente una griglia di calcolo sulla quale i nodi che rappresentano le altezze d'acqua sono localizzati in corrispondenza delle sezioni trasversali di rilievo. Nel caso in cui la distanza tra due sezioni sia maggiore di Dx, vengono inseriti ulteriori nodi intermedi di calcolo, distanti fra loro Dx o meno.

In osservanza ai sovracitati criteri è possibile definire unicamente intervalli di valori per Dx e Dt e non valori univoci per ogni simulazione.

ALLEGATO 2

Descrizione del codice di calcolo MIKE 21 – HD

Il codice di calcolo MIKE 21 è un programma modulare contenente diversi codici per la simulazione di corpi idrici per i quali sia possibile approssimare il comportamento con l'approssimazione idrodinamica bidimensionale, piana, per fluidi verticalmente omogenei: il numero "21" che contraddistingue il codice sta proprio ad indicare la bidimensionalità nel piano ("2") e la monodimensionalità lungo la verticale ("1").

Il modulo idrodinamico risolve le equazioni complete del moto di de St. Venant in un caso bidimensionale piano (la terza dimensione - asse z - è implicitamente integrata nelle equazioni considerando un mezzo verticalmente omogeneo), non stazionario. Il sistema di de St. Venant è costituito dalle seguenti equazioni.

Equazione di conservazione della massa:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0$$

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo x:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2h^2} \\ & - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) \right] - \Omega q - fVV_x + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} p_a \\ & + \frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) = 0 \end{aligned}$$

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo y:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq\sqrt{p^2+q^2}}{C^2h^2} \\ & - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega p - fVV_y + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} p_a \\ & + \frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial S_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial x} \right) = 0 \end{aligned}$$

nelle quali:

$h(x,y,t)$	= profondità dell'acqua;
$\zeta(x,y,t)$	= quota del pelo libero;
$p,q(x,y,t)$	= portate unitarie nelle direzioni x e y;
$C(x,y)$	= coefficiente di scabrezza di Chezy;
g	= accelerazione di gravità;
$f(V)$	= fattore d'attrito del vento;
$V, V_x, V_y(x,y,t)$	= velocità del vento e componenti lungo le direzioni x e y;
$\Omega(x,y)$	= parametro di Coriolis;
$p_a(x,y,t)$	= pressione atmosferica;

- ρ_w = densità dell'acqua;
 x, y = coordinate spaziali;
 t = tempo;
 $\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$ = componenti dello sforzo di taglio che tengono conto della turbolenza e del profilo verticale delle velocità;
 S_{xx}, S_{xy}, S_{yy} = componenti del radiation stress (nel caso la forzante idrodinamica derivi dall'interazione tra il moto ondoso ed il fondo).

Il termine di turbolenza è rappresentato dagli sforzi di taglio τ che compaiono nelle equazioni di conservazione della quantità di moto lungo le direzioni x e y . La formulazione utilizzata prende in considerazione il parametro E "eddy viscosity" che è implementato secondo due modalità:

1. dipendente dal flusso locale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(E \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(E \frac{\partial p}{\partial y} \right) \quad (\text{nella direzione } x);$$

2. oppure dipendente dalla velocità locale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hE \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(hE \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (\text{nella direzione } x);$$

tali due equazioni rappresentano il termine di sforzo di taglio nelle equazioni di conservazione della quantità di moto. Il coefficiente E può essere specificato come costante su tutta la griglia, variabile da punto a punto, o come funzione del campo di velocità locale secondo la formulazione di Smagorinski:

$$E = c_s^2 \Delta^2 \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right]$$

nella quale u e v sono le componenti della velocità locale, Δ è la dimensione spaziale della griglia e c_s è una costante compresa tra 0,25 e 1.

In questo caso il termine di sforzo di taglio nelle equazioni di conservazione della quantità di moto (asse x) è dato da:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hE \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{1}{2} hE \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right)$$

La portata entrante nell'area di calcolo viene assegnata come portata unitaria ($m^3/s/m$) lungo la frontiera libera dalla quale entra il flusso: viene assegnata al modello la portata complessiva (m^3/s) che viene poi ripartita automaticamente sui punti di calcolo della griglia.

La condizioni iniziale è rappresentata da una situazione di "quiete", nel senso che tutte le componenti delle forzanti sono nulle (portate, velocità, livelli) e variano poi linearmente nel tempo fino a raggiungere il valore

assegnato in un tempo prefissato. Questa tecnica, detta del "soft start" consente di eliminare eventuali brusche oscillazioni iniziali della soluzione che potrebbero presentarsi per problemi di stabilità numerica. Al termine del "soft start" si verifica che la situazione ottenuta sia di effettiva stazionarietà.

Le equazioni del modello sono risolte alle differenze finite utilizzando il metodo ADI (Alternating Direction Implicit). Il sistema di equazioni linearizzate che scaturisce dall'algorithmo è risolto con il metodo DS (Double Sweep, Abbott, 1979).

ALLEGATO 3

Descrizione del codice di calcolo MIKE 11 - UHM

Il modulo UHM del codice di calcolo MIKE 11 del DHI (Danish Hydraulic Institute) simula il deflusso generato su un bacino idrografico da un singolo evento di pioggia attraverso l'utilizzo del metodo dell'idrogramma unitario.

La pioggia netta è calcolata assumendo che le perdite nel bacino per infiltrazione possano essere descritte con un valore iniziale fisso e costante, con un valore variabile proporzionale (di fatto come nel metodo razionale) o con il metodo CN del SCS (Soil Conservation Service, 1972).

La pioggia netta è quindi trasformata in deflusso nel corso d'acqua attraverso il metodo dell'idrogramma unitario. Il modulo UHM permette di utilizzare sia l'idrogramma adimensionale del SCS sia qualsiasi idrogramma definito dall'utente e memorizzato in un database, il quale gestisce anche le condizioni al contorno, ovvero le serie storiche dei dati registrati di precipitazione e di portata.

1. MODELLO DELLE PERDITE NEL BACINO

Durante un evento di pioggia parte dell'acqua caduta si infiltra nel suolo. Una grossa parte di tale acqua evapora o raggiunge la rete superficiale come deflusso sotterraneo, quindi dopo un lungo lasso di tempo dalla fine dell'evento.

Quindi risulta ragionevole in questo tipo di modellazione idrologica descrivere la maggior parte dell'infiltrazione come perdita.

La quantità di pioggia che raggiunge il corso d'acqua durante un evento, cioè la precipitazione totale meno la perdita, è definita come pioggia netta.

Il modulo UHM include tre metodi differenti per il calcolo della pioggia netta e sono tutti modelli a parametri concentrati, ovvero che considerano ciascun bacino come un'unità e quindi i parametri utilizzati rappresentano valori medi sul bacino.

Tutti i metodi includono un fattore di aggiustamento areale che tiene conto dell'eventuale distribuzione non uniforme della precipitazione sul bacino.

1. Perdita proporzionale (metodo razionale)

Le perdite sono assunte proporzionali al tasso di precipitazione; la pioggia netta viene espressa come:

$$P_{\text{netta}} = a \cdot A_f \cdot P$$

con:

P_{netta} = pioggia netta (mm/ora);

a = coefficiente di deflusso (fra 0 e 1);

A_f = fattore areale;

P = precipitazione totale (mm/ora).

D. Suoli a bassa permeabilità, costituiti da argille plastiche, con livello piezometrico permanentemente alto.

Il modello opera considerando tre diverse condizioni precedenti di imbibizione:

AMC (I) : condizioni secche, vicine all'appassimento;

AMC (II) : condizione medie, vicine alla capacità del suolo;

AMC (III): condizioni bagnate, vicine alla saturazione.

Per ciascun passo di calcolo la pioggia netta è calcolata come la differenza fra la pioggia netta cumulata fra l'inizio e la fine del passo di tempo.

Il metodo SCS è stato sviluppato sulla base di eventi di pioggia giornalieri e di conseguenza il programma considera l'inizio di un nuovo periodo di 24 ore come un nuovo evento, cioè:

- ogni 24 ore AMC è aggiornato di una classe ogni 16 mm di pioggia caduti durante il periodo di simulazione;
- CN e S sono ricalcolati in relazione al valore aggiornato di AMC, utilizzando la tabella 2 allegata; il quantitativo di pioggia netta P_e è resettato a zero.

CN FOR CONDITION II	CORRESPONDING CN FOR CONDITION	
	I	II
100	100	100
95	87	99
90	78	98
85	70	97
80	63	94
75	57	91
70	51	87
65	45	83
60	40	79
55	35	75
50	31	70
45	27	65
40	23	60
35	19	55
30	15	50
25	12	45
20	9	39
15	7	33
10	4	26
5	2	17
0	0	0

Tabella 2 - Confronto fra i valori di CN nelle diverse condizioni idrologiche (Mc Cuen - SCS Method).

Runoff Curve Numbers for Hydrologic Soil-Cover Complexes
(Antecedent Moisture Condition II, and $I_a * 0.2 S$)

Land Use Description/Treatment/Hydrologic Condition			Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Residential:						
Average lot size	Average Impervious					
1/8 acre or less	65		77	85	90	92
1/4 acre	38		61	75	83	87
1/3 acre	30		57	72	81	86
1/2 acre	25		54	70	80	85
1 acre	20		51	68	79	84
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.			98	98	98	98
Streets and roads:						
paved with curbs and storm sewers			98	98	98	98
gravel			76	85	89	91
dirt			72	82	87	89
Commercial and business area (85% impervious)			89	92	94	94
Industrial districts (72% impervious)			81	88	91	93
Open Spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.						
good condition: grass cover on 75% or more of the area			39	61	74	80
fair condition: grass cover on 50% to 75% of the area			49	69	79	84
Fallow	Straight row	---	77	86	91	94
Row crops	Straight row	Poor	72	81	88	91
	Straight row	Good	67	78	85	89
	Contoured	Poor	70	79	84	88
	Contoured	Good	65	75	82	86
	Contoured & terraced	Poor	66	74	80	82
	Contoured & terraced	Good	62	71	78	81
Small grain	Straight row	Poor	65	76	84	88
		Good	63	75	83	87
	Contoured	Poor	63	74	82	85
		Good	61	75	81	84
	Contoured & terraced	Poor	61	72	79	82
		Good	59	70	78	81
Close - seeded legumes 4/ or rotation meadow	Straight row	Poor	66	77	85	89
	Straight row	Good	58	72	81	85
	Contoured	Poor	64	75	83	85
	Contoured	Good	55	69	78	83
	Contoured & terraced	Poor	63	73	80	83
	Contoured & terraced	Good	51	67	76	80
Pasture or range	Poor	68	79	86	89	
	Fair	49	69	79	84	
	Good	39	61	74	80	
	Contoured	Poor	47	67	81	88
	Contoured	Fair	6	35	70	79
		Good	30	58	71	78
Meadow		Good	30	58	71	78
Woods or Forest land		Poor	45	66	77	83
		Fair	36	60	73	79
		Good	25	55	70	77
Farmsteads		---	59	74	82	86

Tabella 1 - Valori del coefficiente CN (Rif. Mc Cuen - S.C.S. Method).

2. MODELLO DELL'IDROGRAMMA UNITARIO

Il metodo dell'idrogramma unitario è un semplice modello lineare che può essere usato per derivare l'idrogramma risultante da un qualsiasi quantitativo di pioggia netta.

L'idrogramma unitario rappresenta la funzione di risposta impulsiva unitaria di un sistema idrologico lineare, ovvero l'idrogramma diretto di portata risultante da un'unità di pioggia netta nella durata t_r .

Le seguenti ipotesi sono la base del metodo:

- (i) la pioggia netta ha intensità costante nella durata effettiva
- (ii) la pioggia netta è distribuita uniformemente sull'intero bacino idrografico
- (iii) il tempo di base dell'idrogramma di portata risultante da una pioggia netta di data durata è costante
- (iv) le ordinate di tutti gli idrogrammi di portata con una comune base di tempo sono direttamente proporzionali all'ammontare totale della pioggia netta rappresentata da ciascun idrogramma
- (v) è applicato il principio di sovrapposizione degli idrogrammi risultanti da periodi in continuo o isolati di pioggia netta a intensità costante
- (vi) per un dato bacino, l'idrogramma risultante da una specifica pioggia netta riflette le condizioni invariabili del bacino.

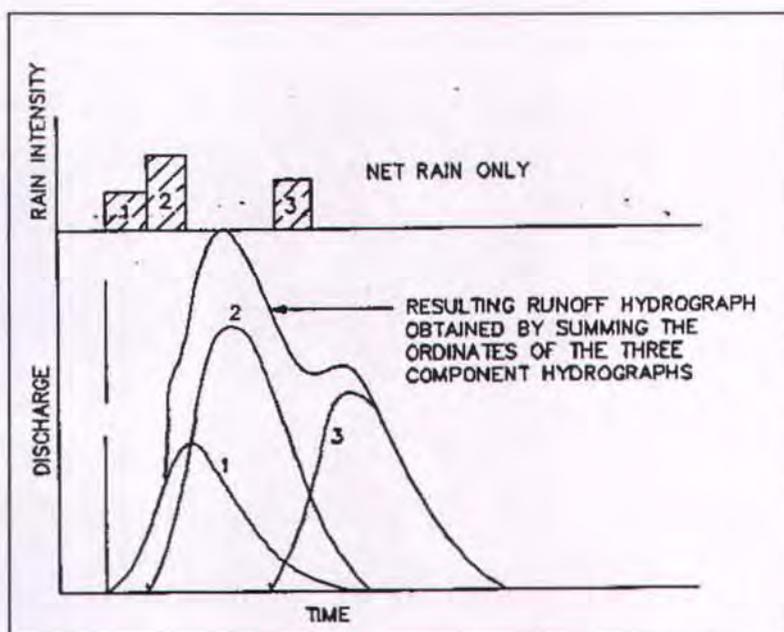


Figura 2. Principio di sovrapposizione degli idrogrammi di portata.

In condizioni naturali le precedenti ipotesi non sono perfettamente soddisfatte. Tuttavia, in molti casi le condizioni idrologiche sono sufficientemente vicine alle ipotesi sopradette in modo tale da generare risultati soddisfacenti.

In accordo con le sopradette ipotesi, il modello ad ogni passo di tempo determina l'idrogramma corrispondente alla pioggia netta generata dal modello delle perdite nel bacino nello stesso passo di tempo, e aggiunge tale risposta al contributo di deflusso generato nel passo di tempo precedente.

2.1 Tipi di idrogrammi unitari

Un idrogramma unitario è caratterizzato dalla durata della pioggia unitaria (t_r) e dal "lag time" (t_l) definito come la differenza di tempo fra il centro dell'evento unitario di pioggia e il picco di portata.

Il tempo di picco (T_p), cioè il tempo dall'inizio dell'evento fino al momento in cui si verifica il picco di portata, può essere calcolato come:

$$T_p = t_r/2 + t_l$$

In realtà l'idrogramma unitario per un dato bacino è unico. Tuttavia sono stati fatti molti sforzi per sviluppare un idrogramma unitario sintetico che potesse essere più e meno generalmente applicabile.

Nel presente modello sono specificati due tipi di idrogrammi unitari sintetici: l'SCS triangolare e l'SCS adimensionale.

L'utente può sceglierne uno dei due o decidere di utilizzare uno specifico idrogramma preso dal database.

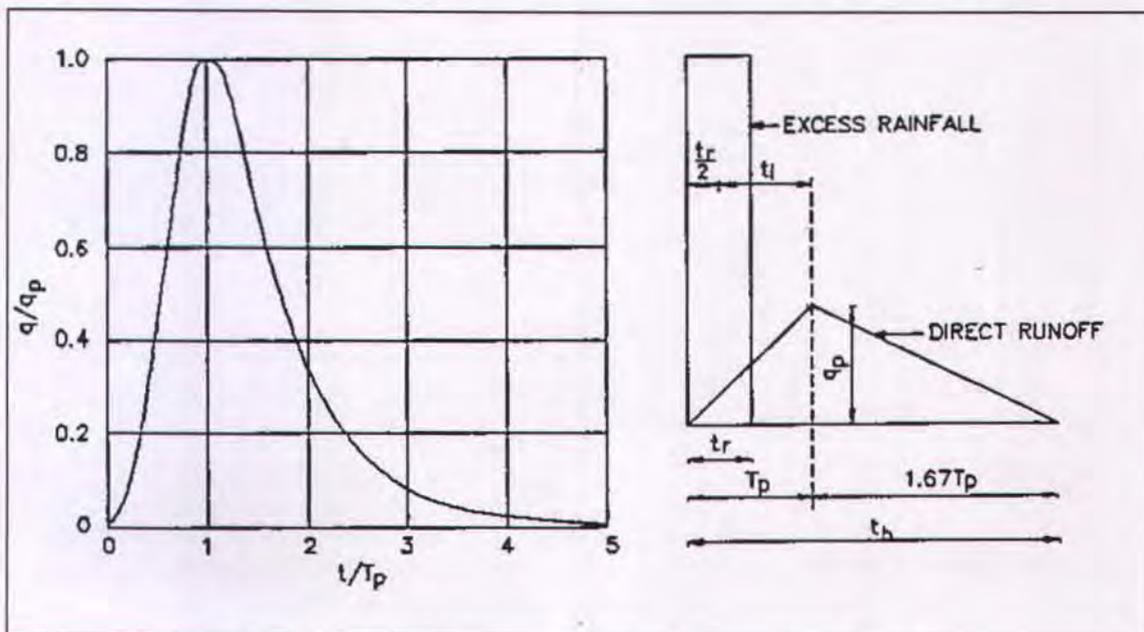


Figura 3. Idrogrammi sintetici del Soil Conservation Service.

Il modello permette di inserire nel database tre tipi di idrogrammi unitari definiti dall'utente:

- un idrogramma adimensionale specificato come: portata diviso portata di picco (q/q_p) funzione del tempo diviso tempo di picco (T/T_p)
- idrogrammi specifici per ciascun bacino, dimensionati e con le corrispondenti durate unitarie di pioggia t_r
- idrogrammi unitari istantanei derivati dal metodo area-tempo

Gli idrogrammi unitari istantanei sono automaticamente convertiti in idrogrammi, ovvero con una durata unitaria di precipitazione uguale al passo di calcolo dt , attraverso la formula:

$$q_{dt}(t) = (q(t) + q(t - dt))/2$$

dove:

$q_{dt}(t)$ è l'ordinata al tempo t dell'idrogramma convertito

$q(t)$ è l'ordinata al tempo t dell'idrogramma istantaneo

t è tempo di calcolo attuale

dt è il passo di tempo di calcolo

L'utente deve specificare il "lag time" che deve essere utilizzato nei calcoli. Il programma mette quindi automaticamente nella giusta scala l'idrogramma applicato, facendo attenzione che l'area sotto la curva risulti unitaria.

Il "lag time" può anche essere calcolato dai dati caratteristici del bacino utilizzando la formula sperimentale del SCS:

$$t_l = \frac{(L \cdot 3,28 \cdot 10^3)^{0,8} \cdot (1000/CN - 9)^{0,7}}{(1900 \cdot Y^{0,5})}$$

dove

t_l = lag time (ore)

L = lunghezza del bacino (km)

CN = SCS curve number

Y = pendenza media del bacino (%)

Un idrogramma unitario derivato dalle curve area-tempo è considerato specifico del bacino. Di conseguenza non si può specificare un lag time arbitrario se si utilizza tale metodo. Il programma utilizza semplicemente il lag time implicitamente dato dalle curve area-tempo.

Il metodo area-tempo implementato nel modulo UHM descrive una pura traslazione dello idrogramma di pioggia netta attraverso la rete di drenaggio superficiale, descritta usando il tempo di percorrenza del canale di flusso. L'idrogramma in uscita ignora quindi gli effetti di immagazzinamento nel bacino.

2.2 Passo di tempo di calcolo

Se si utilizza un idrogramma unitario definito dall'utente è l'utente stesso che deve verificare che il passo di tempo specificato corrisponda alla durata unitaria di pioggia dell'idrogramma unitario.

Se si utilizzano gli idrogrammi del SCS è suggerito un passo di tempo selezionato come il 22% del lag time ed in ogni caso non superiore al 27% del lag time.

ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO AI FINI
DELLA RIPERIMETRAZIONE “PREVENTIVA”
DELLE FASCE DI INODABILITÀ

INDICE

1.	INQUADRAMENTO	1
1.1	Criticità dello stato attuale e sintesi degli studi pregressi eseguiti	1
1.2	Perimetrazione di rischio idraulico di stato attuale	6
2.	PROPOSTA DI INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA DEL RIO	8
3.	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELL'OPERA DI PRESA	13
3.1	Metodologia teorica: moto permanente con variazione di portata	13
3.2	Formule empiriche di dimensionamento	14
3.3	Risultati	17
3.3.1	Applicazione delle formule empiriche	18
3.3.2	Ricostruzione dei profili di moto permanente	20
3.4	Sintesi dei risultati e applicazione agli idrogrammi di piena di progetto	20
3.5	Idrogrammi di riferimento per le verifiche idrauliche	25
4.	VERIFICA IDRAULICA DELLA SISTEMAZIONE	27
4.1	Analisi idraulica in moto permanente	28
4.2	Analisi idrodinamica di dettaglio del vascone 4	38
4.3	Analisi idraulica in moto vario	44

ALLEGATO 1 - Schemi grafici della soluzione di progetto

1. INQUADRAMENTO

La Fondazione Notari-Lorenzi ha promosso un importante intervento per la costituzione di un polo di eccellenza di servizi sanitari e socio-assistenziali in posizione centrale alla pianura intemelia Bordighera/Ventimiglia, in adiacenza con l'area ospedaliera Saint Charles, che consenta ai pazienti la possibilità di ricevere riabilitazioni funzionali specialistiche entro il territorio provinciale.

Il progetto consiste dal punto di vista tecnico nella costruzione di un fabbricato adibito a RSA e nella sistemazione dei terreni circostanti, con realizzazione di aree a parcheggio e verde pubblico, e modifica della viabilità locale.

L'iter istruttorio per tale intervento (con Conferenza dei Servizi deliberante originariamente fissata in data 15/03/2016) è stato sospeso a causa della necessità espressa dalla Provincia di Imperia di acquisire ulteriori approfondimenti idraulici al fine di esprimere il parere di competenza.

Il proponente ha pertanto affidato alla scrivente Hydrodata la predisposizione di uno studio idraulico in grado di ottemperare a quanto richiesto, con analisi e valutazioni ex novo che sostituivano quanto precedentemente consegnato.

Lo studio, di seguito sintetizzato per alcuni elementi di particolare interesse e descritto nella relazione 3208-01-00100 del settembre 2016, alla quale si rimanda per ogni dettaglio, ha portato all'individuazione di alcuni accorgimenti e modifiche al progetto, finalizzate alla mitigazione del rischio e alla sistemazione idraulica del rio Rattaconigli, che sono state recepite nella versione definitiva consegnata.

Una ulteriore variante di sistemazione idraulica, finalizzata alla risoluzione di elementi individuati come critici da parte della Regione, è stata predisposta e trasmessa all'amministrazione nel novembre 2017.

Facendo seguito alle richieste avanzate dalla Regione nel corso dell'esame della documentazione fornita, il proponente ha successivamente acconsentito a farsi carico della progettazione di un intervento di sistemazione più ampio, in grado di realizzare una messa in sicurezza almeno parziale, in relazione ai vincoli imposti dall'intervenire in un contesto densamente urbanizzato e profondamente alterato dal punto di vista della struttura del corpo idrico, dell'intero rio (tratto giudicato "significativo" dalla via Romana alla foce), anziché solo dell'area di previsto intervento.

1.1 Criticità dello stato attuale e sintesi degli studi pregressi eseguiti

Lo sviluppo dello studio dell'assetto idraulico della porzione di valle del rio Rattaconigli ha comportato in sintesi:

- l'esecuzione di specifici sopralluoghi e l'analisi critica dell'assetto idraulico di stato attuale, anche con riferimento a quanto riportato dal vigente Piano di Bacino per i rii Vallecrosia e Borghetto;
- l'esecuzione di un rilievo topografico celerimetrico delle aree di interesse (compreso l'alveo del rio fino alla foce) e l'acquisizione del modello numerico del terreno derivante dal rilievo LIDAR del Ministero per l'Ambiente, la Tutela del Territorio e del Mare;
- caratterizzazione idrologica e geomorfologica sintetica del bacino contribuente;

- l'allestimento di un modello numerico integrato monodimensionale-bidimensionale, per effettuare un'analisi idraulica avanzata delle modalità di propagazione della piena;
- l'analisi di differenti scenari idrodinamici per la verifica sia delle opere di sistemazione previste che dell'estensione delle aree esondabili, con riferimento a diversi tempi di ritorno;
- la perimetrazione delle fasce fluviali per il rio Rattaconigli;
- la definizione di interventi di mitigazione del rischio da recepire nella versione definitiva del progetto.

Da un'analisi critica dell'assetto attuale del sito in esame e del bacino contribuente si è evidenziato come le ipotesi di verifica adottate facciano riferimento a una condizione di estrema cautela.

- Le portate di progetto definite dal Piano di Bacino vigente sono particolarmente elevate in relazione all'assetto del bacino del rio a monte della via Romana, che non consente la formazione di un colmo di piena così elevato (relativo a un evento critico di durata inferiore ai 10 minuti). Tale bacino è infatti fortemente artificializzato e non è individuabile un alveo del rio, sostituito da strade asfaltate sistemate a tornanti con un collettore tombato alimentato da caditoie; le aree esterne sono spesso costituite da terrazzamenti confinati da muri sulle quali insistono fabbricati residenziali e aree verdi permeabili. La precipitazione direttamente afferente a queste aree non si trasforma in tempo breve (evento critico) in deflusso sull'asta principale (strada), bensì in parte si invasa e in parte è collettata da sistema di drenaggio locale che recapiterà con ritardo che quantomeno laminerà la portata al colmo (e non è detto che il recapito sia per tutti i fabbricati costituito dal collettore sotto via Conca Verde).
- Il sistema di drenaggio esistente su via Conca Verde risulta inadeguato alla captazione di ingenti portate di piena, a causa delle dimensioni e geometria delle caditoie (alcune peraltro intasate) in relazione alle elevate pendenze longitudinali. La dimensione stessa della tubazione interrata non sarebbe inoltre sufficiente al deflusso della portata duecentennale, se non in condizioni di moto in pressione, con conseguente fuoriuscita di acqua dalle caditoie anziché captazione degli apporti di pioggia.
- La portata in grado di defluire nel rio Rattaconigli a valle della via Romana è in ogni caso limitata dalla capacità di deflusso del tombino di attraversamento di quest'ultima, di dimensioni inadatte al passaggio dell'intera portata duecentennale (posto che essa risulti presente nella tubazione interrata, ipotesi non verosimile per quanto detto nei punti precedenti). Con riferimento a quest'ultimo punto, è stata condotta una specifica analisi per la determinazione della massima portata in grado di transitare attraverso il tombino, che con riferimento a ipotesi cautelative (carico idraulico a monte pari a 20 cm d'acqua sulla strada, al di sopra della caditoia posta all'incrocio tra via Conca Verde e via Romana) è stata assunta pari a **3,5 m³/s.**

Tenendo conto di quanto sopra e del limitato volume idrico in gioco (evento intenso ma di brevissima durata), si ritiene possa essere accettabile per l'analisi delle interferenze degli stati di piena del rio con le opere in progetto la presenza di margini di sicurezza idraulica anche localmente ridotti rispetto all'ordinario, fintantoché le criticità siano connesse a problematiche già presenti allo stato attuale, l'intervento in progetto non incrementi lo stato di rischio e vengano adottati gli opportuni accorgimenti per salvaguardare le nuove opere.

L'analisi con schema monodimensionale in moto permanente dell'alveo del rio a valle di via Romana ha individuato due tratti di più significativa criticità, ovvero il ponticello esistente poco a valle dell'attraversamento, di sezione inadeguata, e il tratto delle due curve a 90°, dove i restringimenti e i cambi di direzione provocherebbero il sormonto delle sponde. Più a valle ancora la portata è generalmente contenuta dalle sponde, con un modesto sormonto un centinaio di metri a valle della seconda curva a 90° e fuoriuscita di

portata dalle griglie sommitali in corrispondenza del sottopasso ferroviario, dove il restringimento della sezione provoca condizioni di moto in pressione nel tratto terminale del tombino proveniente dalla via Aurelia.

Le “sistemazioni fluviali” previste nel progetto consegnato comportavano innanzitutto l'adeguamento del ponticello (e di un breve tratto di rio a monte, per un raccordo più graduale), con innalzamento dell'impalcato e introduzione di una sezione che risulti compatibile con il deflusso dell'intera portata duecentennale garantendo i franchi idraulici richiesti dalla normativa vigente (Piano di Bacino). Era prevista inoltre la rimozione del “bauletto” di calcestruzzo che provoca un restringimento locale di sezione nel tratto compreso tra le due curve a 90°.

L'analisi modellistica bidimensionale ha permesso di ricostruire la dinamica di piena in corrispondenza degli eventi con tempo di ritorno duecentennale e cinquantennale.

La portata incanalata all'interno del rio attraverso il tombino sotto la via Romana viene recapitata alla foce senza esondazioni. La quota parte che defluisce sul piano stradale di via Conca Verde raggiunge la via Romana con velocità notevoli (> 2 m/s) e si espande lateralmente, soprattutto verso Ovest, propagandosi poi a valle attraverso i “varchi” disponibili, ovvero due viabilità locali, la prima delle quali si sviluppa a lato dell'alveo del rio. Tutto il deflusso raggiunge quindi la piana in destra al rio, a meno di un piccolo apporto di circa 200 l/s massimi che fuoriesce (per la sola portata duecentennale) direttamente alla sinistra del rio da un varco del muro perimetrale della via Romana (danneggiamento avvenuto a seguito di un incidente stradale).

La portata che defluisce lungo la stradina, raggiunto il ponticello sul rio Rattaconigli, allo stato attuale tende in prevalenza a oltrepassarlo e allagare anche alcune aree in sinistra che vanno a interessare il sito di intervento. In parte la portata rientra anche all'interno del rio (circa 400 l/s allo stato attuale e 600 l/s massimi in progetto).

Si evidenzia come il volume idrico complessivo in gioco sia modesto, tanto che la portata esondata, a meno di quanto sopra, non ritorna a recapito (nel rio o a mare), ma si espande nella piana tra serre, fabbricati e terreni perlopiù incolti, disperdendosi in numerosi rivoli e esaurendo la sua propagazione riempiendo le aree localmente depresse, con livelli che solo in corrispondenza di queste ultime si attestano su valori superiori a 30 cm (localmente fino a 60 cm), mentre nelle aree di scorrimento le altezze d'acqua sono generalmente inferiori ai 20 cm.

La sistemazione precedentemente descritta, prevista nel progetto consegnato, a causa dell'innalzamento del piano viabile del ponticello impediva il passaggio della portata attraverso quest'ultimo, per cui le esondazioni in sinistra (sponda in cui si realizzerà l'intervento) risultavano sostanzialmente annullate, a meno del modesto apporto (per TR200) proveniente dal tratto di muro crollato sulla via Romana. Per contro, la portata rimasta in destra incrementava l'estensione delle esondazioni da questo lato, in maniera modesta per quanto riguarda l'evento duecentennale e con effetto più significativo per TR = 50 anni, per il quale i volumi in gioco sono più ridotti e quindi l'incremento risulta percentualmente più rilevante.

È stato osservato come questo effetto non si traduca in realtà in un significativo aumento del rischio idraulico, in quanto si tratta di correnti con tiranti idrici assai modesti e velocità contenute, e oltretutto l'area di nuovo allagamento risulta già perimetrata in classi di rischio idraulico R2, R3 e R4 per le esondazioni del torrente Vallecrosia. In ogni caso, per evitare tale incremento, è stata analizzata un'ipotesi di variante che prevedeva l'introduzione di un'ampia caditoia in grado di intercettare il deflusso superficiale che allo stato attuale defluisce oltre il ponticello, reimmettendolo nell'alveo del rio. L'incremento di portata in alveo porta a un valore

complessivo di circa 5 m³/s, pressoché equivalente alla portata massima di un evento con tempo di ritorno cinquantennale.

La portata in alveo al rio in questa configurazione risulta comunque sempre contenuta dalle sponde, senza esondazioni; l'incremento dovuto alla variante riduce chiaramente i franchi disponibili, che si mantengono però nel tratto in corrispondenza dell'intervento su valori compresi tra circa 1,0 e 0,7 m. Nelle immediate vicinanze del tratto delle due curve a 90°, dove si ha l'effetto di rigurgito dovuto alla brusca variazione del tracciato e al restringimento a valle della seconda curva, i franchi sono minori. Poco a monte della prima curva, ovvero all'estremità di valle dell'area di intervento, il franco residuo rispetto alla sponda sinistra è pari a circa 44 cm, sostanzialmente accettabile (da PdB sono richiesti 50 cm) anche in ragione della limitata estensione spaziale di tale tratto a franco ridotto.

A fronte di tale incremento di deflusso nel rio, la variante originariamente proposta **riduce largamente l'entità delle aree attualmente allagabili**, eliminando in sostanza le esondazioni in sinistra e producendo in destra allagamenti del tutto analoghi (leggermente ridotti) rispetto all'attuale.

Con riferimento al solo evento duecentennale, in sinistra permane unicamente la presenza del minimo deflusso residuo proveniente direttamente dalla via Romana, attraverso il varco nel muro perimetrale. Tale flusso (portata massima di 200 l/s) si disperde tra fabbricati, serre e campi fino a raggiungere anche l'area di intervento, invasandosi nelle depressioni del terreno senza tornare a recapito. Nella configurazione di progetto quest'acqua sarebbe invece trattenuta dal muro perimetrale della RSA, dove forma una "pozzanghera" con altezze d'acqua massime inferiori a 40 cm.

In funzione dei risultati ottenuti, su richiesta della Regione, Settore Difesa del Suolo Savona e Imperia, sono stati tracciati i possibili contorni delle fasce fluviali considerando come riferimento la massima estensione delle aree allagate, anche con altezze d'acqua minime (1 cm). Nello stato di progetto, in virtù della sistemazione idraulica proposta, l'area interessata dall'intervento risulterebbe esterna sia alla fascia A che alla fascia B, come mostrato nello studio citato.

All'intervento di sistemazione proposto nello studio idraulico pregresso, e recepito in progetto, sono state mosse contestazioni dai funzionari del Settore Difesa del Suolo Savona e Imperia della Regione Liguria (ex struttura della Provincia con analoghe funzioni) relativamente a due elementi principali.

- Presunto incremento di rischio idraulico. Come si osserva dal confronto di Figura 1, la soluzione di progetto ("sistemazione fluviale" senza la griglia di intercettazione – linea blu) comporta un incremento delle aree allagate in sponda destra, a fronte del quale si è provveduto alla realizzazione della griglia in grado di intercettare la quasi totalità delle portate defluenti lungo la stradina a valle del rio che prima attraversavano il ponticello. L'Ente ha rilevato come i pur minimi scostamenti tra la fascia relativa a questa condizione (linea verde) e quella relativa allo stato attuale (linea rossa), nonostante l'irrilevanza in termini di altezze idriche e portate, sono da interpretarsi formalmente come incrementi del rischio idraulico.
- Sistemazione idraulica. L'inserimento della griglia di captazione, trasversale alla stradina lungo la quale defluisce parte della portata che interessa il sedime stradale della via Romana, secondo l'Ente potrebbe non essere riconosciuto formalmente come un intervento di "sistemazione fluviale", ovvero non inciderebbe per sua tipologia sulla definizione formale dell'estensione delle fasce di riferimento per la pianificazione (che risulterebbero quindi sempre quelle relative allo stato di progetto – linea blu anziché verde). Si evidenzia come l'opera prevista nella variante di progetto non sia una semplice caditoia, bensì una vera e

propria opera di captazione con griglia superficiale di protezione e adeguate dimensioni interne, posta a quota idonea per non essere rigurgitata dai livelli di progetto del rio.



Figura 1 – Confronto tra le fasce fluviali A e B per i tre scenari attuale, sistemazione (progetto) e variante, come da risultati dello studio idraulico pregresso.

A fronte di tali osservazioni si è quindi proceduto con lo studio e la presentazione di una proposta di ulteriore variante (sistemazione descritta nell'elaborato 3208-01-00200 del novembre 2017, al quale si rimanda per ogni dettaglio), che comporta:

- il ripristino della continuità del muretto laterale della via Romana: dal varco dovuto al danneggiamento dello stesso si ha infatti il deflusso della modesta portata (valore di picco di 200 l/s, idrogramma di circa 10 minuti di durata) che bagna una porzione di terreno in sponda sinistra a monte del sito di intervento e provoca lo "sbordamento" evidenziato in Figura 1 con ovale giallo;
- la rimozione dell'impalcato del ponticello (eliminando questa viabilità privata) e la prosecuzione del muretto in sinistra in continuità con il tratto di monte, senza modificare in alcun modo la geometria della stradina laterale sulla quale defluisce parte della portata di piena, né la luce in sponda destra che costituisce oggi l'imbocco del ponticello; si mantiene l'allargamento di sezione già previsto nella precedente configurazione progettuale.

L'intervento di rimozione del ponticello (e adeguamento della sezione) consente innanzitutto di eliminare l'interferenza nell'alveo del rio prodotta da questa struttura di luce inadeguata (come da progetto, dove però l'attraversamento veniva ripristinato con impalcato in posizione sopraelevata). Il mantenimento della stradina di accesso nelle condizioni attuali (senza più necessità di creare un rialzo per accedere al ponte) fa sì che la portata si comporti esattamente come nello stato attuale: la porzione che imboccava il ponticello continuerà a farlo allo stesso modo, ma non trovando più l'impalcato su cui defluire cadrà in alveo, incrementando la portata del rio anziché propagarsi in sponda sinistra.

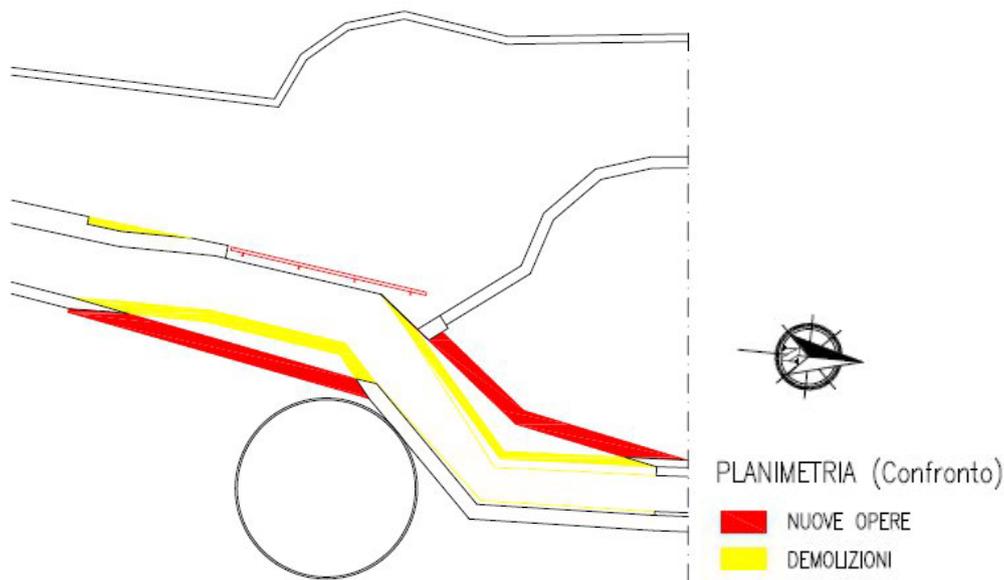


Figura 2 – Schema della sistemazione definitiva (interventi presso l'attuale ponticello).

Tale proposta risultava pertanto in grado, con modesti e puntuali interventi, di mettere in completa sicurezza l'area di realizzazione della RSA (evitando qualsiasi esondazione in sponda sinistra) senza alterare in alcun modo l'attuale situazione di rischio idraulico esistente in sponda destra (comune di Vallecrosia), in quanto la portata che non fuoriesce più in sinistra viene interamente reimpressa in alveo al rio.

A seguito di confronto con la Regione è stata indicata la necessità, per poter pervenire a una variazione delle fasce fluviali di stato attuale, di realizzare un intervento più strutturale per la messa in sicurezza, pur eventualmente parziale (in relazione ai vincoli imposti dall'intervenire in un contesto densamente urbanizzato e profondamente alterato dal punto di vista della struttura del corpo idrico), di un "tratto significativo" del rio e non solo nell'area di intervento.

1.2 Perimetrazione di rischio idraulico di stato attuale

Con Decreto del Direttore Generale del Dipartimento Territorio, Ambiente, Infrastrutture e Trasporti della Regione Liguria n.194 del 15/11/2017, è stata adottata la variante al Piano di Bacino dei torrenti Borghetto e Vallecrosia che include la perimetrazione di fasce fluviali definite come in Figura 3.

Tale aggiornamento del quadro della pericolosità idraulica del rio Rattaconigli è basato sulla perimetrazione delle aree allagabili derivata dalle simulazioni condotte da chi scrive nello studio idraulico precedentemente descritto (rif. elaborato 3208-01-00100), che tuttavia non è stato predisposto per tale finalità.

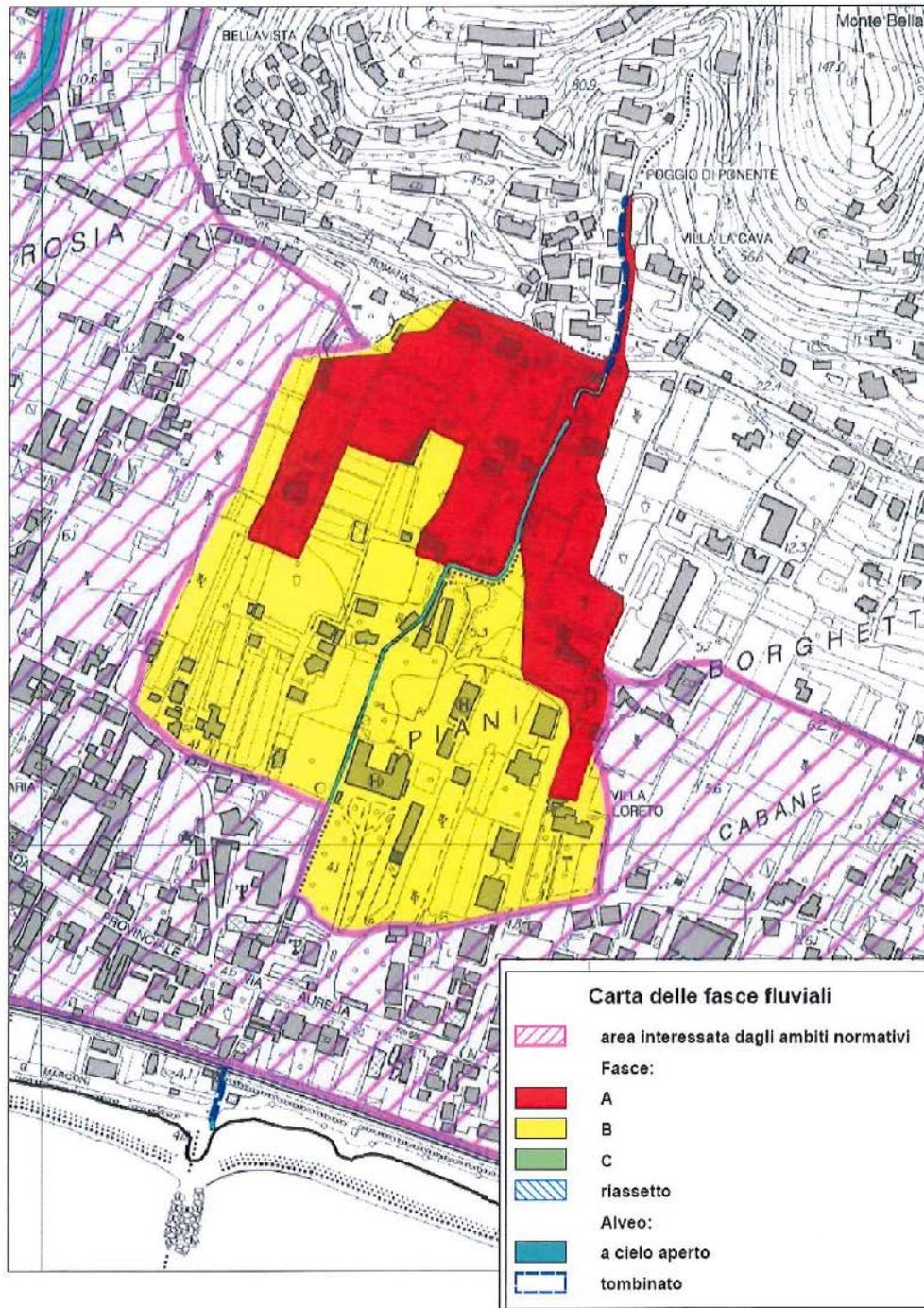


Figura 3 – Fasce Fluviali definite per il rio Rattaconigli con DDR n.194/2017.

Si rilevano in particolare alcuni limiti in relazione alla significatività delle fasce di pericolosità così tracciate.

1. Al di là della discutibile significatività di considerare come soggette a significativo rischio idraulico delle aree interessate da deflussi idrici marginali di pochi centimetri di altezza d'acqua, si evidenzia come la corretta descrizione della propagazione di questi rivoli sul piano campagna richiederebbe l'allestimento di un

modello numerico di estremo dettaglio, basato non già su un modello digitale del terreno (pur di elevata risoluzione: celle di dimensione pari a 1 m) ma su un rilievo topografico celerimetrico molto accurato (come quello eseguito da chi scrive nell'area della via Romana e incluso nello studio originario) in grado di descrivere correttamente anche le piccole discontinuità del terreno (ad esempio i muretti perimetrali, alti una ventina di cm sul piano campagna, che sono presenti nell'area in esame) che con portate di questa entità potrebbero essere in grado di contenere alcune porzioni di esondazione o deviare la direzione dei flussi. Si precisa peraltro come gli stessi limiti di precisione insiti nella modellistica numerica adottata limitino significativamente l'accuratezza nella descrizione di flussi con altezze d'acqua inferiori ai 10 cm.

Si ritiene pertanto non corretto imporre dei vincoli di pianificazione urbanistica su un territorio solo per la presenza di un flusso idrico residuale e di incerta definizione, che peraltro presenta altezze d'acqua inferiori a quelle che si avrebbero considerando l'effetto di semplice deflusso superficiale di una precipitazione intensa di pari tempo di ritorno che cada direttamente sull'area indagata.

Come meglio esposto nell'elaborato 3208-01-00200, al quale si rimanda, più opportuno per questo tipo di finalità sarebbe quanto meno escludere dalla perimetrazione tutte le aree allagate in cui l'altezza idrica di deflusso non superi un congruo valore minimo (ad esempio 10 cm), in modo da avere migliori certezze sulla correttezza della rappresentazione.

2. La simulazione in moto vario effettuata nel precedente studio, pur rappresentativa delle attuali condizioni del rio, non appare esaustiva per le finalità di pianificazione idraulica del territorio, in quanto l'analisi idrodinamica effettuata in moto permanente ha mostrato la presenza di altri potenziali tratti di esondazione più a valle (in particolare circa un centinaio di metri a valle del tratto delle due curve a 90°). Poiché la simulazione eseguita in moto vario comporta una significativa fuoriuscita a monte della portata, in tale tratto non si verificano fuoriuscite laterali. Per la compiuta definizione delle fasce fluviali parrebbe però più opportuno considerare anche il caso in cui tale portata non fuoriesca a monte (ad esempio per realizzazione di interventi di sistemazione come quelli previsti nel presente documento), così da poter studiare anche la propagazione delle esondazioni che avverrebbero più a valle.

2. PROPOSTA DI INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA DEL RIO

L'intervento proposto si compone di 4 elementi principali, individuati in Figura 4.

1. Opera di captazione delle portate di piena prevista sul sedime della via Conca Verde, che allo stato attuale funge da alveo del rio, in prossimità dell'incrocio con la via Romana; il manufatto è realizzato in analogia a una presa a trappola per la derivazione da un corso d'acqua.
2. Nuovo attraversamento della via Romana, con vascone di raccordo con l'alveo a valle in cui confluisce anche l'esistente tombino.
3. Allargamento e riprofilatura del tratto di rio immediatamente a valle dell'attraversamento, fino alla sezione in cui allo stato attuale è presente il ponticello; in analogia a quanto già definito nella precedente ipotesi di sistemazione si prevede la demolizione del pontino e l'allargamento della sezione come da Figura 2, con raccordo con il tratto di nuova sistemazione.
4. Allargamento della sezione del rio nel tratto immediatamente a valle della seconda curva a 90°, in cui è presente una strettoia significativa che induce un rigurgito rilevante sul tratto di monte, con significativo incremento dei livelli idrici (cfr. elaborato 3208-01-00100 in cui tale intervento era già stato ipotizzato).



Figura 4 – Individuazione spaziale degli interventi di sistemazione proposti.

Nel seguito si forniscono maggiori dettagli in merito alle opere previste, inquadrando le stesse sulla base del rilievo topografico per migliore comprensione (Figura 5, Figura 6). In allegato sono invece forniti una planimetria e un profilo longitudinale delle sole nuove opere, così da meglio definire i dettagli geometrici (quote, lunghezze, pendenze).

NOTA BENE: la definizione tecnica delle opere contenuta nel presente documento è relativa unicamente agli aspetti idraulici, ovvero è stata oggetto di dimensionamento e ottimizzazione per assicurare la funzionalità idraulica della sistemazione del rio. Come tale, quanto riportato nella presente relazione è da assumersi come riferimento in merito alle luci interne di deflusso, ai profili di fondo, alle inclinazioni e raccordi dei vari tratti.

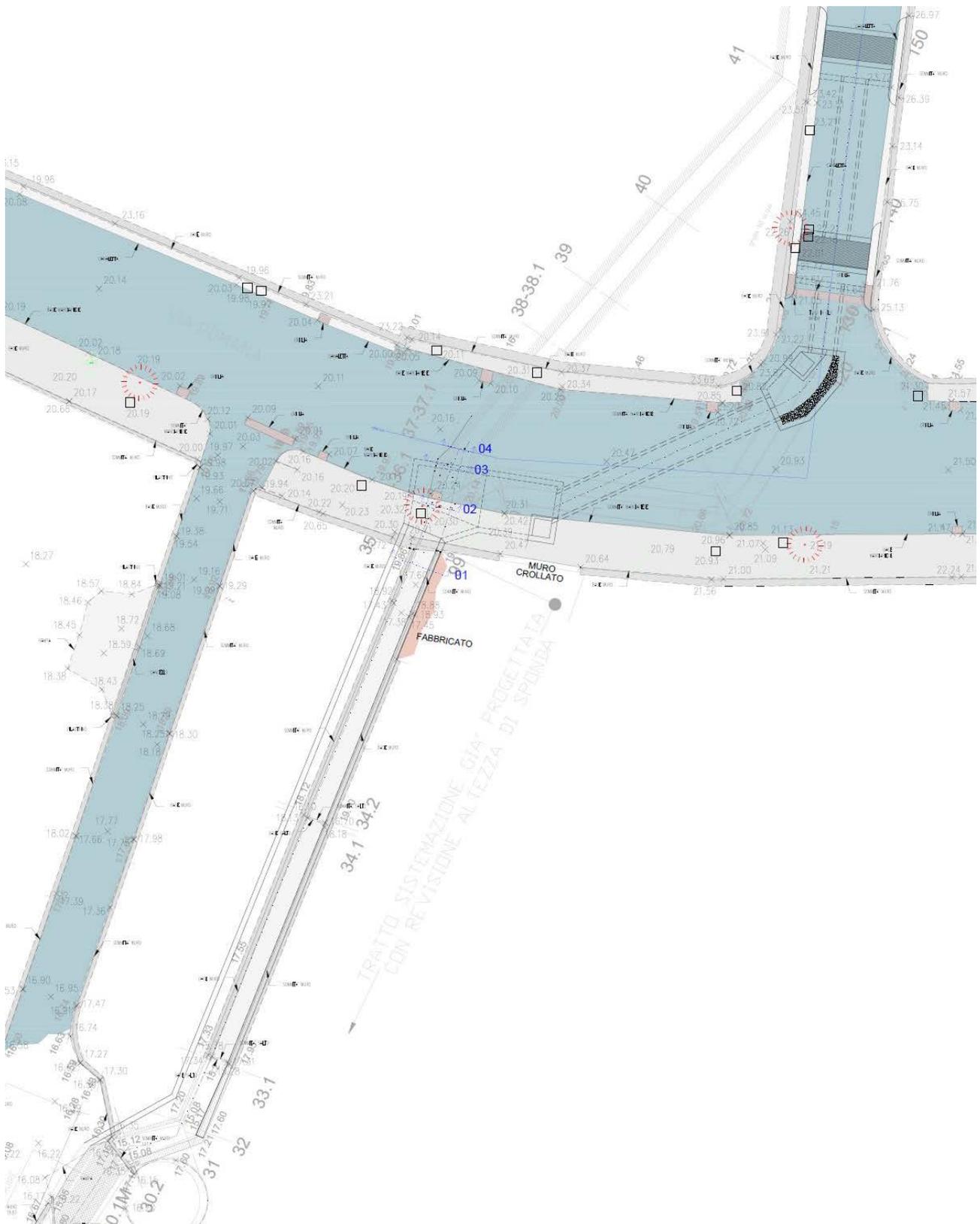


Figura 5 – Rappresentazione degli interventi 1, 2 e 3 su base di rilievo.



Figura 6 – Individuazione spaziale degli interventi di sistemazione proposti.

La geometria finale dei manufatti dipenderà invece dalle modalità costruttive e dall'impostazione del cantiere che sarà data dal progettista generale dell'intervento, e potrà differire da quanto di seguito descritto, in modo da garantire l'effettiva fattibilità tecnica delle opere, la realizzazione delle opportune strutture di sostegno degli scavi e di sottomurazione delle strutture esistenti (ad esempio paratie di micropali), la scelta di utilizzo di elementi prefabbricati oppure gettati in opera, la compatibilità con il Codice della Strada, ecc.

Mantenendo la congruenza dell'impostazione idraulica dell'intervento, saranno inoltre possibili modeste variazioni di geometria per l'ottimizzazione tecnica delle opere e del cantiere (ad esempio, riduzione o allungamento dei tratti di raccordo tra le vasche, distanza tra le due griglie di presa, ecc.) senza inficiare la validità della soluzione proposta.

Come già anticipato, l'opera di captazione della portata di piena del rio Rattaconigli sarà di tipologia analoga a quella di una presa a trappola per derivazione idrica da un corso d'acqua (tipicamente utilizzata in torrenti a elevata pendenza), costituita da una griglia sommitale realizzata con barre o profilati metallici e una sottostante camera di raccolta delle acque. Il comportamento idraulico di questo tipo di opera è stato studiato in dettaglio da più Autori e, vista la frequente applicazione per le opere di presa di impianti idroelettrici, sono disponibili numerosi riscontri pratici (e definizioni su base empirica dei parametri idraulici, quali ad esempio il coefficiente di deflusso). Una trattazione approfondita delle modalità di dimensionamento idraulico di quest'opera è fornita nel capitolo 3.

Nel caso in esame l'opera di captazione è collocata nel tratto terminale della via Conca Verde, che presenta pendenze del piano viabile variabili tra il 15% e il 18%. È stato necessario prevedere due prese di analoga geometria, in quanto la lunghezza longitudinale che sarebbe stata necessaria (circa 3 m) è parsa troppo estesa per poter essere realizzata in un'unica soluzione, in ragione della necessità di realizzare un manufatto compatibile con la circolazione viaria in sicurezza (con particolare riferimento alle fasi di accelerazione e frenata).

Si sono previste quindi due griglie di lunghezza longitudinale pari a 1,5 m, intervallate da un tratto asfaltato di circa 10 m, per evitare che un veicolo possa avere tutte le ruote contemporaneamente sulle barre metalliche. Queste ultime sono state previste in senso trasversale alla strada (anziché longitudinali al flusso, soluzione tipicamente utilizzata per le derivazioni da corsi d'acqua perché di più facile pulizia) in modo da evitare che le luci di derivazione tra due barre risultassero pericolose per biciclette o motocicli.

La larghezza delle griglie è pari a 4,0 m, inferiore a quella della strada (circa 5 m); è prevista la realizzazione di due cordoli laterali di altezza pari a circa 40 cm sagomati per deviare la portata verso la porzione centrale della strada. I cordoli potranno includere nel loro spessore, ove necessario, paratie di micropali per il sostegno laterale degli scavi. Inoltre essi, corredati da apposita segnaletica, imporranno un passaggio a senso alternato e a velocità ridotta nel tratto delle griglie, fornendo migliori garanzie per gli aspetti di sicurezza stradale.

Le sottostanti camere di captazione avranno larghezza interna pari a quella delle griglie, e lunghezza maggiore di 1,0 m verso valle, per migliore convogliamento della portata derivata verso la luce di uscita (in posizione centrale nella parete di valle, con larghezza di circa 1,25 m).

Il collegamento tra le due vasche (denominate "1" e "2" nei disegni) è realizzato mediante uno scatolare in c.a., carrabile (che per le finalità del presente studio si è supposto prefabbricato, con geometria rettangolare e dimensioni $b \times h = 1,25 \text{ m} \times 1,50 \text{ m}$), che segue la pendenza della strada a ridotta profondità, per contenere la gravosità degli scavi in questo tratto di complessa cantierizzazione.

A valle della seconda griglia ha origine uno scatolare di tipologia del tutto analoga, ma altezza pari a 2,0 m. Esso è posto a una profondità maggiore (garantendo circa 1 m di ricoprimento rispetto al piano viabile) per consentire il transito sopra di esso dei sottoservizi presenti sotto il sedime della via Romana. La pendenza longitudinale è pari a circa il 5%.

Lo scatolare adduce le acque a un vascone di raccordo ("vasca 4") finalizzato a migliorare le condizioni idrauliche di imbocco dell'alveo del rio a valle e a ricevere le portate addotte dall'esistente tombino, che non viene interessato dalle opere del presente progetto e manterrà la sua attuale funzionalità.

In posizione intermedia è presente un'ulteriore vasca ("3") che ha la funzione di realizzare un raccordo curvo dello scatolare per indirizzarne il tracciato verso la vasca 4, con il massimo raggio possibile (circa 4 m) e un profilo idraulico del fondo e dell'estradosso della curva (realizzati con getti di completamento) finalizzato a fornire il minimo disturbo al deflusso della corrente veloce che si instaurerà in questo tratto.

Per consentire l'impostazione delle opere descritte (scatolare, vascone 4) a quote compatibili con lo scarico nel rio a valle, e con una luce verticale sufficiente a non risultare completamente rigurgitate dai livelli idrici in quest'ultimo, garantendo nel contempo un adeguato ricoprimento nell'attraversamento della via Romana, è risultato indispensabile prevedere l'allargamento e riprofilatura dell'alveo del rio (interamente rivestito in c.a.) nel primo tratto compreso tra la via Romana e l'esistente ponticello.

In particolare è previsto l'allargamento della sezione a 2,0 m (larghezza circa doppia rispetto all'attuale), espandendosi interamente in sponda destra e raccordandosi con il già previsto allargamento della sezione nei pressi dell'esistente ponticello (che sarà demolito in quanto, come mostrato nei precedenti studi, provoca un notevole effetto di rigurgito verso monte). Inoltre sarà anche riprofilato il fondo, eliminando uno dei due salti esistenti (quello più prossimo alla via Romana) e impostando una livelletta unica pari al 2% (medesimo valore

del tratto a valle salto). È previsto un nuovo modesto salto di fondo, di circa 30 cm, allo sbocco all'aperto delle opere (uscita dall'attraversamento della via Romana, ovvero dal vascone 4).

Nel tratto più a valle, gli interventi proposti sono funzionali al contenimento dei livelli di piena dalle sponde del rio Rattaconigli, eliminando due significativi elementi di ostacolo al deflusso della portata di progetto: il "bauletto" che ingombra una parte significativa della sezione nel tratto tra le due curve a 90°, e il rilevante restringimento di sezione nel tratto poco più a valle, con allargamento del canale a una larghezza pari a quella dei tratti a monte e a valle (circa 1,8 m). Tale allargamento per le finalità del presente documento è stato ipotizzato come spostamento della sola sponda sinistra del rio.

3. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELL'OPERA DI PRESA

3.1 Metodologia teorica: moto permanente con variazione di portata

La presenza di una presa a trappola determina una significativa riduzione della portata defluente, con il problema che può essere ricondotto all'analisi di "moto permanente con variazione di portata lungo il percorso".

In particolare, in presenza di una griglia sul fondo di un canale l'ipotesi usualmente adottata è quella di energia specifica H costante rispetto al fondo:

$$H = y + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot y^2} = cost \quad [1]$$

essendo q la portata unitaria e y l'altezza della corrente in funzione dell'ascissa x .

Imponendo la condizione $dH/dx=0$ si ottiene l'equazione la cui risoluzione fornisce l'andamento del profilo di pelo libero lungo lo sviluppo longitudinale L della griglia:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{q \cdot \frac{dq}{dx}}{g \cdot y^2} \cdot \frac{1}{1 - \frac{q^2}{g \cdot y^3}} \quad [2]$$

ove la portata dq/dx progressivamente persa lungo il percorso x,y è data da:

$$\frac{dq}{dx} = -C_q \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H^*} \quad [3]$$

con:

- C_q : coefficiente di deflusso;
- μ : percentuale di area aperta rispetto al totale;
- H^* : determinato come $H^*=H$ (energia specifica) per griglia di fondo con barre disposte longitudinalmente rispetto alla corrente e $H^*=y$ per barre disposte trasversalmente (*Righetti e Lanzoni, 2000*).

Le due equazioni precedenti evidenziano come nel caso di corrente supercritica (numero di Froude > 1) l'andamento dei valori di y sia decrescente verso valle, mentre per $Fr < 1$ il tirante liquido diminuisca da valle verso monte.

Nel caso di barre disposte longitudinalmente rispetto alla corrente ($H^*=H$), l'equazione [2], posto $q = y \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - y)}$ nella formulazione [1], diventa:

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{2 \cdot C_q \cdot \mu \cdot \sqrt{H \cdot (H-y)}}{3 \cdot y - 2 \cdot H} \quad [4]$$

che integrata fornisce:

$$x = \frac{y}{C_q \cdot \mu} \cdot \sqrt{1 - \frac{y}{H}} + \text{cost} \quad [5]$$

dalla quale, imponendo le seguenti condizioni al contorno

$$\begin{cases} y = y_c = \frac{2 \cdot H}{3}, & x = 0 \\ y = 0, & x = L \end{cases}$$

si ottiene la lunghezza della griglia L necessaria per derivare la portata di progetto:

$$L = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{1}{3}} \cdot \frac{H_c}{C_q \cdot \mu} \quad [6]$$

ove il coefficiente C_q varia tra 0,435 e 0,500. Assumendo $C_q=0,5$ e $\mu=0,5$ si ottiene $L=1,54 \cdot H_c$.

Nel caso di barre disposte trasversalmente rispetto alla corrente ($H^*=y$), l'equazione differenziale è:

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{2 \cdot C_q \cdot \mu \cdot \sqrt{y \cdot (H-y)}}{3 \cdot y - 2 \cdot H} \quad [7]$$

il cui integrale [Nosedà, 1955] è:

$$x = \frac{H}{C_q \cdot \mu} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \cos^{-1} \sqrt{\frac{y}{H}} - \frac{3}{2} \cdot \sqrt{\frac{y}{H} \cdot \left(1 - \frac{y}{H}\right)} \right] + \text{cost} \quad [8]$$

Assumendo le medesime condizioni al contorno assunte per il caso di barre longitudinali, la lunghezza L necessaria per derivare la portata di progetto risulta calcolabile come:

$$L = \frac{H_c}{C_q \cdot \mu} \cdot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \cdot \cos^{-1} \sqrt{\frac{2}{3}} + \frac{3}{2} \cdot \sqrt{\frac{2}{9}} \right) \quad [9]$$

ove il coefficiente C_q varia tra 0,75 e 0,80.

Assumendo $C_q=0,8$ e $\mu=0,5$ si ottiene $L=2,96 \cdot H_c$. A parità di altre condizioni risulta quindi circa doppia la lunghezza di una griglia a barre trasversali rispetto a quella a barre longitudinali necessaria per derivare una prefissata portata.

3.2 Formule empiriche di dimensionamento

Per il dimensionamento di una generica presa a trappola sono disponibili in letteratura diverse formule empiriche.

Batko e Doko¹ propongono una formulazione valida per la struttura "drop intake" o "Tyrolean intake", anche se in realtà i due nomi indicati sono collegati a due strutture differenti².

La "drop intake" è associabile² all'opera di presa che in Italia è comunemente indicata come "griglia a trappola". La particolarità costruttiva...omissis..., è quella di avere la soglia superiore della traversa, dove inizia la griglia, allo stesso livello dell'alveo fluviale, sviluppandosi così tutta al di sotto del profilo di fondo alveo. (...)

La "Tyrolean intake" è costituita² da una vera e propria traversa sormontabile. Presenta una soglia di monte ad una quota superiore a quella dell'alveo, determinando così un innalzamento del livello idrico non trascurabile. Ciò genera un seppur piccolo bacino d'acqua che, nel tempo, può essere intasato dal deposito del materiale trasportato dall'acqua. L'acqua transita al di sopra della soglia della traversa interessando così la griglia e venendo da questa intercettata (...)

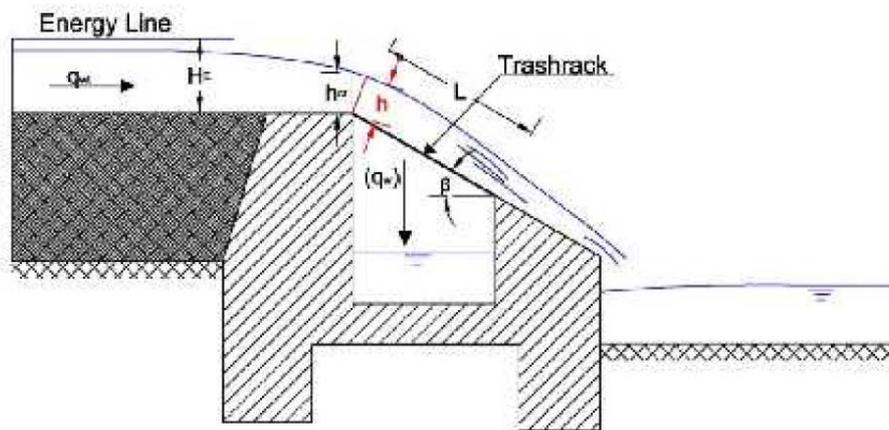


Figura 7 - Drop intake (Fonte: vedi nota 1).

La formula proposta per il dimensionamento di una Tyrolean intake è la seguente:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot c \cdot \mu \cdot B \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad [10]$$

con L pari alla lunghezza della griglia [m], B pari alla larghezza [m] e h [m] pari all'altezza d'acqua nella sezione di imbocco della griglia calcolabile come:

$$h = k_c \cdot h_{cr} \quad [11]$$

essendo h_{cr} l'altezza critica [m] e k_c un coefficiente funzione dell'angolo di inclinazione β della griglia rispetto all'orizzontale:

$$k_c = 0,88 \cdot \cos \beta \quad \text{se } \beta > 30^\circ \quad [12]$$

¹ Dritan Bratko, Alban Doko, "Water intake structures for hydropower", 2nd International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 23-25 May 2013, Epoka University, Tirana, Albania, disponibile online su: <http://dspace.epoka.edu.al/bitstream/handle/1/1252/499-1387-1-PB.pdf?sequence=1>

² F.Miotto, "Dimensionamento di una presa a trappola", pubblicato su "Impianti idroelettrici in territori montani" - Verbania, 18-23 novembre 2013, disponibile online su: http://www.univco.it/uploads/public_idroelettrico/Pubblicazione_idroelettrico_2014.pdf

I coefficienti c e μ che rientrano nell'equazione [10] dipendono dalla forma e dalle dimensioni delle barre della griglia e, in particolare, c è funzione della spaziatura "a" e dell'interasse "b" tra due barre consecutive:

$$c = 0,6 \cdot \frac{a}{b} \cdot (\cos \beta)^{3/2} \quad \text{se } 30^\circ < \beta < 45^\circ \quad [13]$$

Il coefficiente μ (-) dipende invece dalla forma delle barre della griglia e assume valori variabili da 0,62, tipico delle barre a sezione rettangolare con spigoli non sagomati, fino a 0,95, tipico di barre con profilo ottimizzato per la penetrazione idrodinamica².

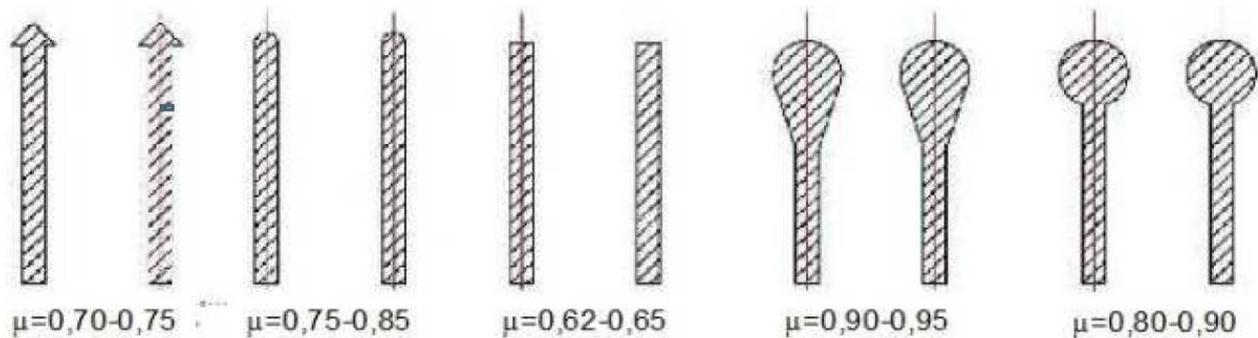


Figura 8 - Coefficienti di deflusso per differenti tipologie di barre (Fonte: vedi nota 1).

Altre formule empiriche sono quelle di Frank (1959) e di Lauterjung e Schmidt (1989), le quali derivano entrambe dalla medesima impostazione concettuale, secondo la quale la portata per unità di larghezza q derivata dalla presa su una lunghezza L risulta pari a:

$$q = C \cdot \lambda \cdot \sqrt{2gh} \cdot L, \quad [14]$$

dove h è il battente a monte della griglia, C una costante numerica e λ una funzione di alcuni parametri, tra cui l'angolo di inclinazione β ed il rapporto di spaziatura tra le barre $\psi = a/d$.

La formula di Frank, ricavata per barre di sezione rettangolare, definisce:

$$\begin{aligned} - \quad \lambda &= \psi \cdot \mu_c \cdot \sqrt{\cos \beta}, \\ \text{con } \mu_c &= 0,8052 \cdot \psi^{-0,16} \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^{0,13}; \\ - \quad C &= \frac{1}{2,561}. \end{aligned}$$

Il battente idrico di monte di calcolo è da valutarsi in funzione dell'altezza critica, come:

$$h_{eq} = h_{cr} \cdot k, \quad [15]$$

con k ricavabile dalla relazione: $2 \cdot \cos \beta \cdot k^3 - 3 \cdot k^2 + 1 = 0$.

La formula di Frank è stata ricavata stimando i coefficienti per via empirica, con prove sperimentali di laboratorio. Uno studio svolto dalla Vienna University of Technology (Drobir et al.) ha tuttavia mostrato un'ottima corrispondenza con una formula completamente teorica (Kuntzmann e Bouvard, 1954), la quale impone la conservazione dell'energia ricavando un'equazione differenziale di sesto grado in q che esprime la variazione di portata lungo la griglia, ed una buona corrispondenza con un le misurazioni empiriche su un modello fisico realizzato dagli Autori, considerando come lunghezza L la distanza (dall'inizio della griglia) alla quale l'intera portata in ingresso viene intercettata.

La formula di Lauterjung e Schmidt invece definisce:

- $\lambda = \mu_C \cdot \mu_B \cdot (\cos \beta)^{3/2}$,
con $\mu_C = 0,6 \cdot \psi$;
 μ_B funzione della forma della sezione trasversale delle barre (0,75-0,85 per sezione rettangolare)
- $C = \frac{2}{3}$.

L'applicazione delle due formule mostra generalmente come i valori di portata derivabile ottenuti non si discostino eccessivamente tra loro, per cui è possibile assumere come valore di progetto la media aritmetica.

3.3 Risultati

La configurazione di progetto in esame prevede la realizzazione di due griglie di lunghezza pari a 1,5 m e larghezza pari a 4 m, con barre disposte trasversalmente rispetto alla corrente. Per migliorare l'efficacia di intercettazione del flusso le griglie sono poste a una pendenza inferiore a quella corrente della strada (15-18%), pari al 5%, corrispondente ad un angolo di inclinazione di 2,86°.

Al fine di incrementare al massimo la capacità di derivazione, la forma delle barre è stata assunta di tipo circolare (Figura 8), per un coefficiente di deflusso μ pari a 0,8-0,9, cautelativamente assunto pari a 0,8, a fronte di valori di 0,62-0,65 definiti per le barre di forma rettangolare.

L'interasse "b" tra le barre è pari a 0,07 m, mentre la spaziatura "a", calcolata come da Figura 9, è pari a 0,04 m (ovvero barre di spessore 3 cm e fessure di larghezza 4 cm).

L'ipotesi base di dimensionamento è che l'insieme delle due griglie sia in grado di derivare completamente la portata di piena associata a un tempo di ritorno di 50 anni, pari a 5,25 m³/s.

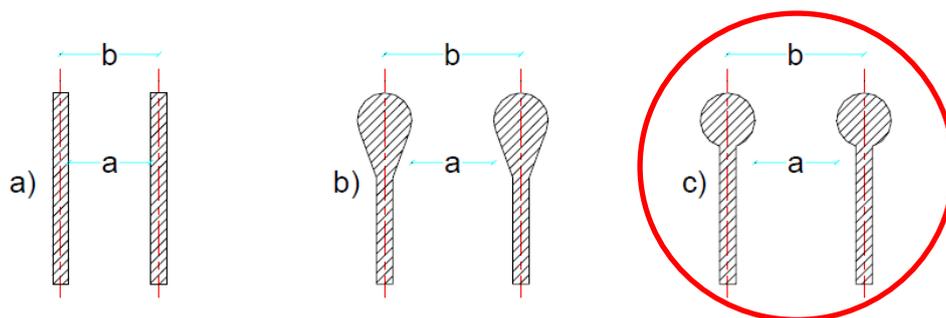


Figura 9 - Interasse e spaziatura per diverse tipologie di barre (Fonte: vedi nota ³).

3.3.1 Applicazione delle formule empiriche

L'applicazione della formulazione [10] proposta da Batko e Doko consente di calcolare la portata Q che viene derivata dalla prima griglia di dimensioni $B \times L$ pari a 4 m x 1,5 m.

Il procedimento è di tipo iterativo, con l'ipotesi di un valore di portata di primo tentativo $Q_{monte,i}$ al quale corrisponde un certo carico $h=h_{cr,i}$ in funzione del quale calcolare la $Q_{derivata,i}$. Imponendo $Q_{monte,ii}=Q_{derivata,i}$, a tale valore di portata corrisponde una differente $h=h_{cr,ii}$ e il procedimento viene ripetuto fino a convergenza.

La portata residua, che defluisce a valle e deve essere derivata dalla seconda griglia, è dunque data dal valore di progetto (5,25 m³/s) al netto di quella derivata dalla prima presa a trappola. Noto tale valore di portata, mediante inversione della formula [10] è possibile calcolare la lunghezza teorica L necessaria per garantire la derivazione e, di conseguenza, verificare se la lunghezza prevista $L=1,5$ m è sufficiente.

I risultati sono riassunti in Tabella 1. Il doppio sistema di derivazione previsto risulta sufficiente a garantire la derivazione della portata di progetto.

La lunghezza teorica della seconda griglia necessaria per derivare la portata residua di 2,23 m³/s è pari a 1,23 m. L'adozione della lunghezza di progetto, pari a 1,5 m, consente quindi di introdurre un fattore di sicurezza pari a circa il 10% (valutato sulla lunghezza complessiva delle due griglie).

³ M.Andaroodi, "Standardization of civil engineering works of small high-head hydropower plants and development of an optimization tool", Lausanne, 2006, https://infoscience.epfl.ch/record/116175/files/Comm_LCH_26.pdf

$Q_{TR=50}$ [m ³ /s]	5,252
Prima griglia di derivazione	
L [m]	1,5
B [m]	4,0
μ [-]	0,8
a [m]	0,04
b [m]	0,07
β [°]	2,86
h_{cr} [m]	0,387
$Q_{derivata}$ [m ³ /s]	3,018
Seconda griglia di derivazione	
$Q_{residua}$ [m ³ /s]	2,234
h_{cr} [m]	0,317
B [m]	4,0
μ [-]	0,8
a [m]	0,04
b [m]	0,07
β [°]	2,86
$L_{calcolo}$ [m]	1,23
$L_{progetto}$ [m]	1,50

Tabella 1 – Dimensionamento e verifica delle griglie di presa in esame (formula di Batko e Doko).

Come anticipato in precedenza, relativamente alle due equazioni di Frank e di Lauterjung e Schmidt, l'applicazione delle due formule mostra come i valori di portata derivabile ottenuti non si discostino eccessivamente tra loro, per cui si è deciso di assumere come valore di progetto la loro media aritmetica.

Il calcolo per la singola griglia di presa è stato effettuato secondo le caratteristiche geometriche di progetto, sintetizzate di seguito:

- Larghezza della presa	b	[m]	4,00
- Forma delle barre			Tonda
- Luce tra le barre	a	[m]	0,04
- Interasse tra le barre	d	[m]	0,07
- Inclinazione sulla verticale	β	[°]	2,86;
- Rapporto di apertura	ψ	[-]	0,57;
- Coefficiente di inclinazione	k	[-]	0,98.

I risultati ottenuti, sintetizzati in Tabella 2, mostrano come la portata massima derivabile da una singola griglia di dimensioni BxL = 4,0 m x 1,5 m sia pari a circa 3,25 m³/s, valore confrontabile con il valore ottenuto mediante applicazione della formula proposta da Batko e Doko (pari a circa 3 m³/s, cfr. Tabella 1).

Lauterjung e Schmidt, 1989			Frank, 1959		
h _{efficace}	h _e [m]	0,40	h _{efficace}	h _e [m]	0,41
Coefficiente di contrazione	μ _c [-]	0,34	Coefficiente di contrazione	μ _c [-]	0,70
Coefficiente di forma barre	μ _b [-]	0,93	Coefficiente di forma barre	μ _b [-]	1,16
Portata derivabile	Q [m ³ /s]	3,541	Portata derivabile	Q [m ³ /s]	2,957
Portata derivabile specifica	q [m ³ /sm]	0,885	Portata derivabile specifica	q [m ³ /sm]	0,739

Portata derivabile media Q [m³/s] 3,249

Tabella 2 – Portata massima derivata dalla singola griglia di presa (formule di Frank e di Lauterjung e Schmidt).

La lunghezza teorica della seconda griglia necessaria per derivare la portata residua di 2 m³/s è pari a 1,07 m. L'adozione della lunghezza di progetto, pari a 1,5 m, consente quindi di introdurre un fattore di sicurezza pari a circa il 17% (valutato sulla lunghezza complessiva delle due griglie).

3.3.2 Ricostruzione dei profili di moto permanente

Come descritto nel capitolo 3.1, nel caso di griglie trasversali rispetto alla direzione della corrente la lunghezza L necessaria per garantire la derivazione è calcolabile mediante la formulazione [9].

Nel caso in esame, assumendo Q=5,252 m³/s e C_q pari a 0,7 (griglia trasversale alla corrente), la lunghezza totale L risulta pari a 2,42 m, inferiore alla lunghezza complessiva delle due griglie in progetto, per un fattore di sicurezza complessivo di circa il 24%.

$$L = \frac{H_c}{C_q \cdot \mu} \cdot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \cdot \cos^{-1} \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{3}{2} \cdot \sqrt{\frac{2}{9}}} \right) = 2,42 \text{ m}$$

Questa metodologia di calcolo inoltre non considera l'effetto positivo dato dall'adozione di barre di tipo tondo, per cui la differenza tra i diversi coefficienti di deflusso è da intendersi come un ulteriore, significativo, fattore di sicurezza (dell'ordine del 25%).

Il calcolo sopra riportato conferma pertanto come il sistema di derivazione in progetto risulti adeguatamente dimensionato per la derivazione della portata di piena con tempo di ritorno cinquantennale.

3.4 Sintesi dei risultati e applicazione agli idrogrammi di piena di progetto

L'applicazione delle differenti metodologie di dimensionamento dell'opera di presa a trappola descritte nei capitoli precedenti ha permesso di confermare l'adeguatezza di una lunghezza complessiva della griglia di 3,0 m per la derivazione della portata di progetto di circa 5,3 m³/s.

In funzione della metodologia di riferimento, rispetto a tale valore risultano margini di sicurezza di circa il 10%, 17% e 24%.

Poiché tuttavia l'opera può trovarsi a funzionare con portate superiori (TR=200 anni) o comunque con livelli idrici differenti da quelli considerati per le formule empiriche, vista la successione delle due griglie e le condizioni di moto restituite dal modello 2D lungo il tratto terminale della via Conca Verde, si è ritenuto opportuno un affinamento dell'analisi che ricostruisce l'andamento dei profili idrici sulla lunghezza della griglia.

Risulta così possibile definire una sorta di "scala di deflusso" sulla generica griglia di presa al variare della portata defluente mediante applicazione delle formule [2] e [3] descritte nel capitolo 3.1:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{q \cdot \frac{dq}{dx}}{g \cdot y^2} \cdot \frac{1}{1 - \frac{q^2}{g \cdot y^3}}$$
$$\frac{dq}{dx} = -C_q \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H^*}$$

essendo $H^*=y$ per l'adozione di griglie disposte trasversalmente rispetto alla corrente.

Le equazioni sopra riportate sono state integrate sulla lunghezza della singola presa (1,5 m) imponendo come carico idraulico all'imbocco l'altezza critica, in accordo con le condizioni al contorno riportate nel capitolo 3.1.

L'andamento dei profili è rappresentato in Figura 10: si evidenzia come la singola presa a trappola in esame risulti in grado di derivare integralmente una portata inferiore o uguale a circa 2,55 m³/s (valore per il quale si annulla l'altezza d'acqua esattamente al termine della griglia). Per portate in arrivo superiori, si ha un deflusso residuo verso valle, ma la portata captata dalla griglia aumenta, in quanto su ogni porzione della griglia si ha un maggiore carico idraulico.

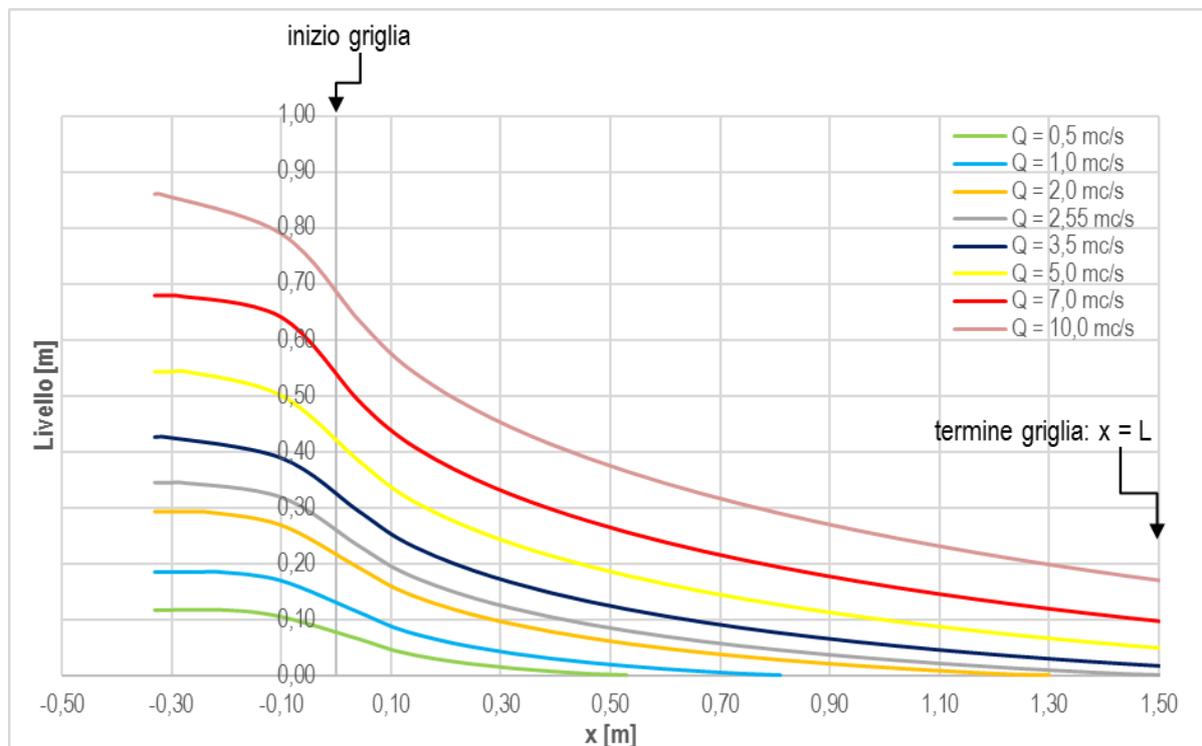


Figura 10 - Andamento del profilo di moto permanente sulla griglia di L=1,5 m al variare della portata defluente.

Si è pertanto proceduto, noti gli idrogrammi di piena in ingresso per i due eventi di riferimento associati a tempi di ritorno di 50 e 200 anni, a calcolare la portata derivata dalla prima griglia, quella residua defluente a valle e quella derivata dalla seconda griglia.

Gli idrogrammi sono riportati rispettivamente in Figura 11 e in Figura 12. Si evidenzia come l'insieme delle due prese in progetto risulti teoricamente in grado di derivare integralmente le portate di piena sia per TR=50 anni che per TR=200 anni (idrogramma nullo in uscita dalla griglia di valle).

La porzione predominante della portata (circa 4,2 m³/s per TR=50 anni e circa 5,4 m³/s per TR=200 anni) è derivata in entrambi i casi dalla prima griglia, in ragione del maggiore carico idraulico della corrente in ingresso.

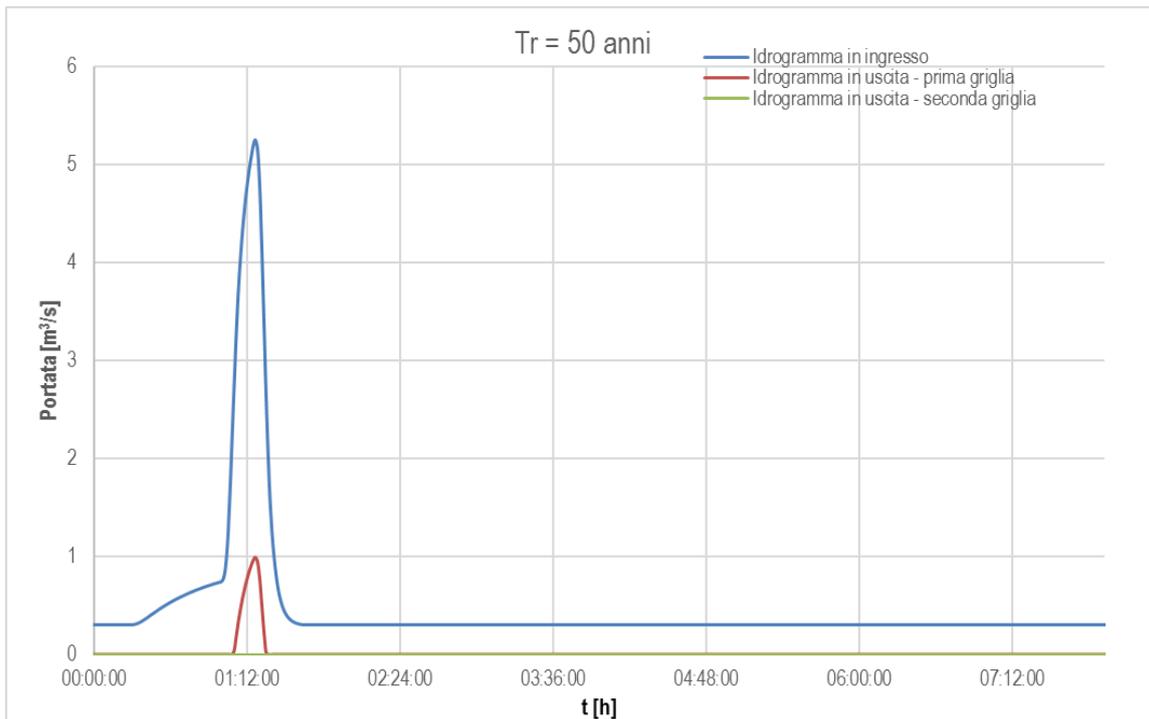


Figura 11 - Idrogramma di piena cinquantennale e corrispondenti idrogrammi in uscita dalle due prese a trappola in progetto.

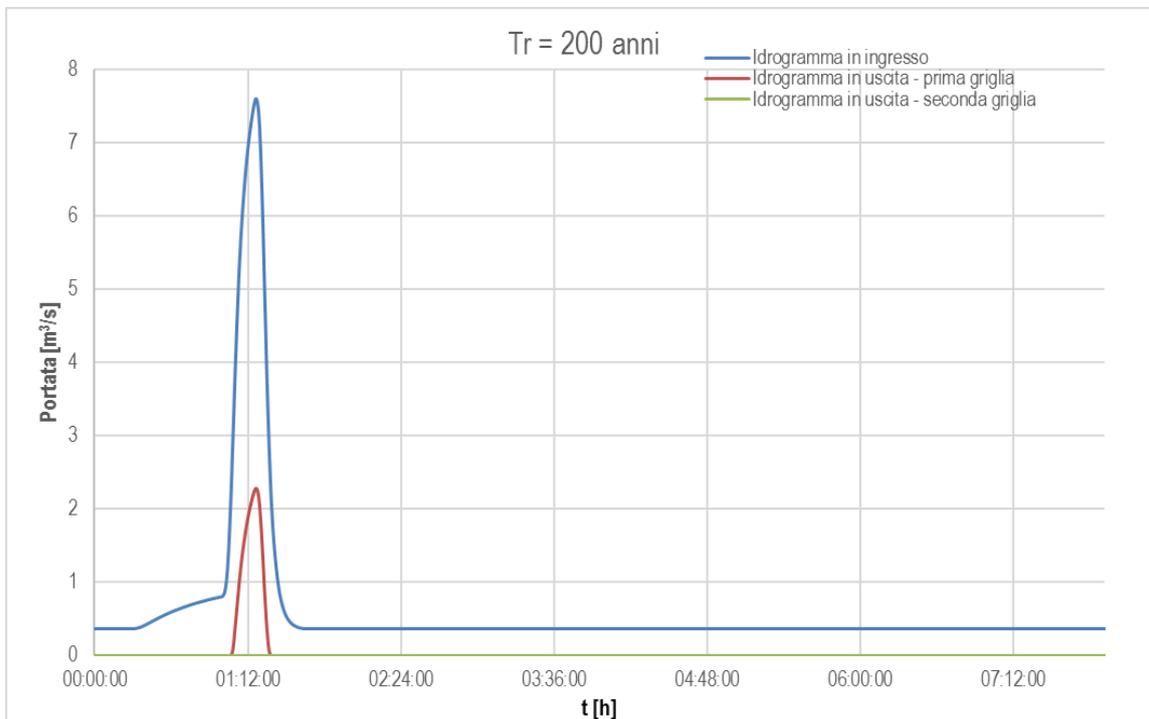


Figura 12 - Idrogramma di piena duecentennale e corrispondenti idrogrammi in uscita dalle due prese a trappola in progetto.

Le formulazioni utilizzate per il tracciamento dei profili di moto e per il calcolo delle portate derivate considerano il funzionamento completo dell'intera griglia. Nonostante la tipologia e le dimensioni della griglia siano tali da limitare significativamente la possibilità di intasamento da parte di materiale solido trasportato (rispetto a quanto accade oggi con le assai più piccole caditoie e canalette presenti), considerando anche che le opere insistono su una strada asfaltata e non su un alveo fluviale vero e proprio, tuttavia appare opportuno in questa fase progettuale considerare cautelativamente la possibilità di un parziale intasamento della griglia.

In particolare si è considerata una situazione di **potenziale ostruzione delle luci di captazione pari al 20%**, introducendo una riduzione della capacità di derivazione, ovvero una larghezza utile equivalente della griglia pari a 3,2 m a fronte dei 4 m effettivi (senza variazione dei livelli idrici, che sarebbero in caso contrario cresciuti, incrementando il carico e quindi portando a una maggiore portata specifica captata).

La portata massima integralmente derivabile dalla singola griglia (cioè senza alcuna portata residua a valle) risulta pertanto pari a circa 2,0 m³/s, a fronte dei 2,55 m³/s introdotti nella prima analisi.

Gli idrogrammi che ne conseguono sono rappresentati in Figura 13 e in Figura 14: pur riducendosi in maniera netta la capacità di derivazione di ciascuna presa, la portata di progetto (TR = 50 anni) risulta ancora integralmente derivabile dalle due griglie. Viceversa, al deflusso dell'idrogramma di piena con tempo di ritorno duecentennale si osserva una portata residua in uscita dalla seconda presa di valore massimo inferiore a 1 m³/s.

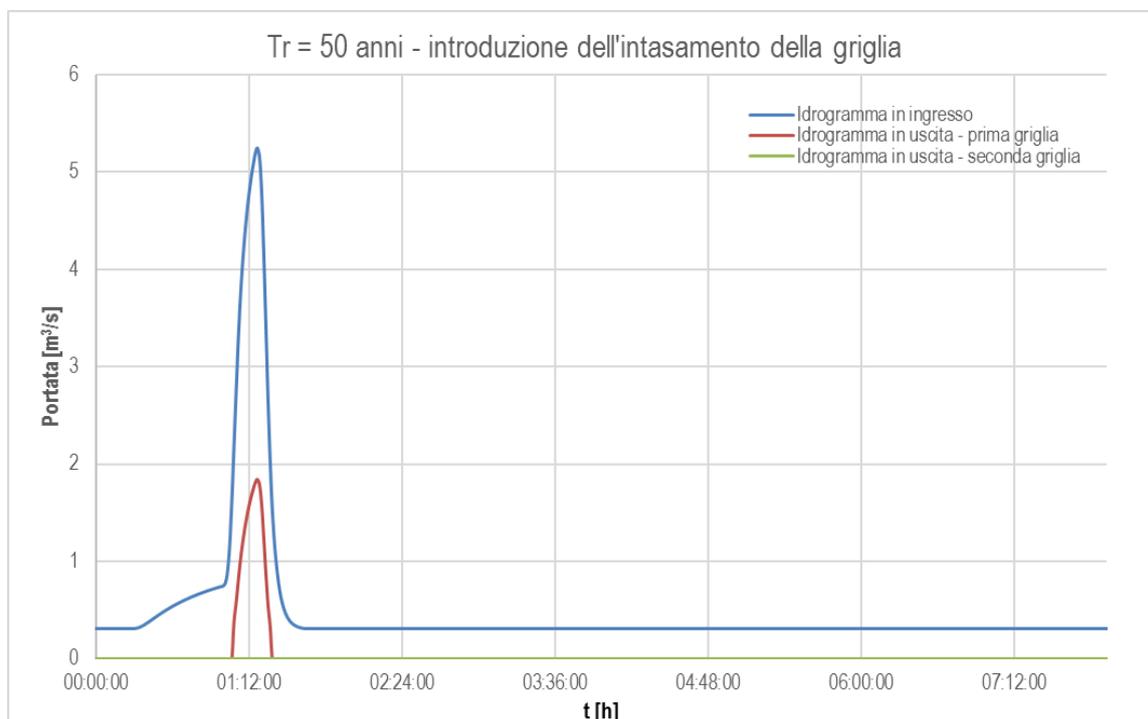


Figura 13 - Idrogramma di piena cinquantennale e corrispondenti idrogrammi in uscita dalle due prese a trappola in progetto considerando una riduzione della capacità di derivazione pari al 20%.

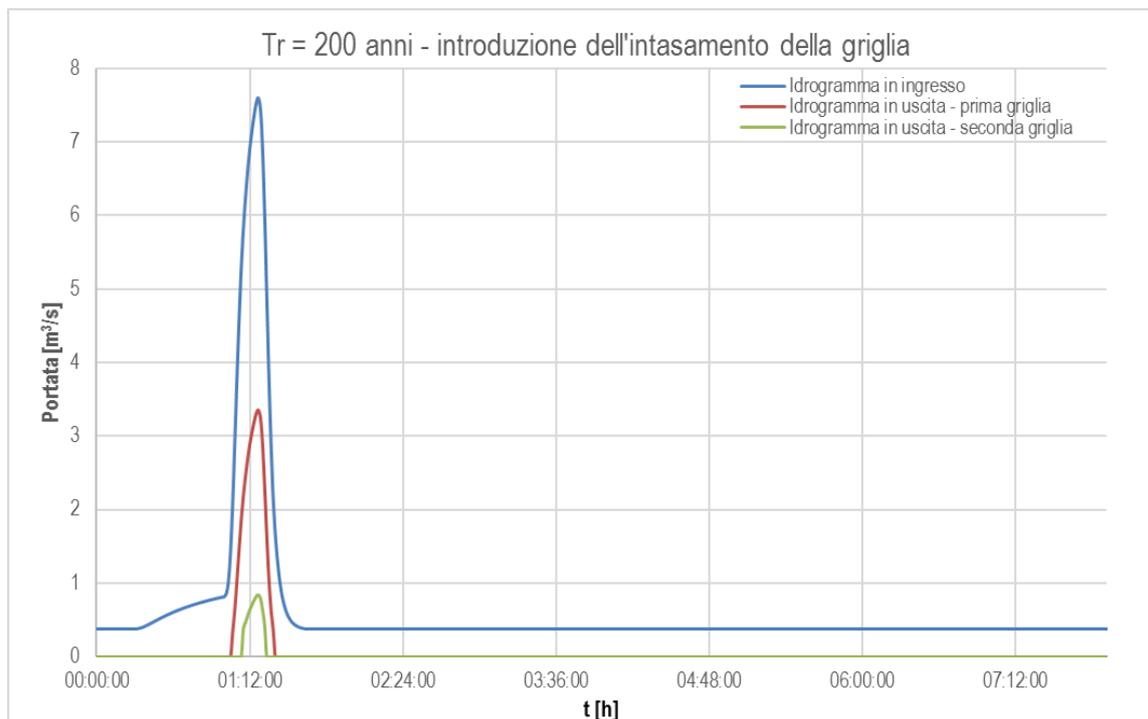


Figura 14 - Idrogramma di piena duecentennale e corrispondenti idrogrammi in uscita dalle due prese a trappola in progetto considerando una riduzione della capacità di derivazione pari al 20%.

3.5 Idrogrammi di riferimento per le verifiche idrauliche

Le analisi descritte nel capitolo 3.4 considerano il deflusso dell'intero idrogramma di piena di progetto sul piano viabile della via Conca Verde, così da riferire il dimensionamento delle griglie a condizioni particolarmente cautelative.

Nella realtà l'esistente tombinatura, che si sviluppa in parte al di sotto della via e in parte lateralmente ad essa, ed è alimentata sia in testa che da numerose caditoie lungo lo sviluppo della strada, è in grado di veicolare una quota parte non trascurabile delle portate di piena (ad oggi è l'unica alimentazione del rio Rattaconigli a valle di via Romana, nel quale in occasione di eventi intensi sono stati osservati livelli idrici di una quarantina di centimetri, a testimonianza di una funzionalità di drenaggio esistente, per quanto inadeguata).

Nel progetto originario la capacità di portata di questo canale tombato è stata stimata in 2,5 m³/s. Nello studio idraulico 3208-01-00100, predisposto da chi scrive, si era stimato un valore massimo di capacità di smaltimento (considerando il funzionamento in pressione dell'attraversamento della via Romana, con carico circa pari alla quota del piano stradale) di 3,5 m³/s.

Per le finalità della verifica idraulica delle nuove opere in progetto si è scelto cautelativamente di ridurre significativamente la porzione di portata che si considera drenata dal sistema esistente, così da garantire nel funzionamento reale ulteriori margini di sicurezza.

In particolare:

- per l'evento con TR=50 anni si è considerata nulla la portata derivata dall'esistente tombino;
- per l'evento con TR=200 anni si è considerato che l'esistente tombino potesse derivare la portata in ingresso fino a un valore massimo di 1,5 m³/s, notevolmente inferiore rispetto alle assunzioni precedenti.

Di conseguenza, l'andamento degli idrogrammi della portata derivata dalle due griglie (considerando anche, come descritto nel capitolo 3.4, l'ulteriore cautela di ridurre del 20% la capacità di derivazione per un ipotetico parziale intasamento delle luci) e dalla tombinatura esistente è rappresentato in Figura 15 e Figura 16.

Tali idrogrammi sono stati inseriti come input alla modellistica idraulica numerica. In Tabella 3 sono forniti i valori massimi derivati da ciascun manufatto.

Evento di piena	Griglia di monte	Griglia di valle	Tombino esistente
TR = 50 anni	3,41	1,85	0,00
TR = 200 anni	3,75	2,35	1,50

Tabella 3 – Portate massime derivate dalle singole griglie di presa e dal tombino esistente per gli eventi considerati.

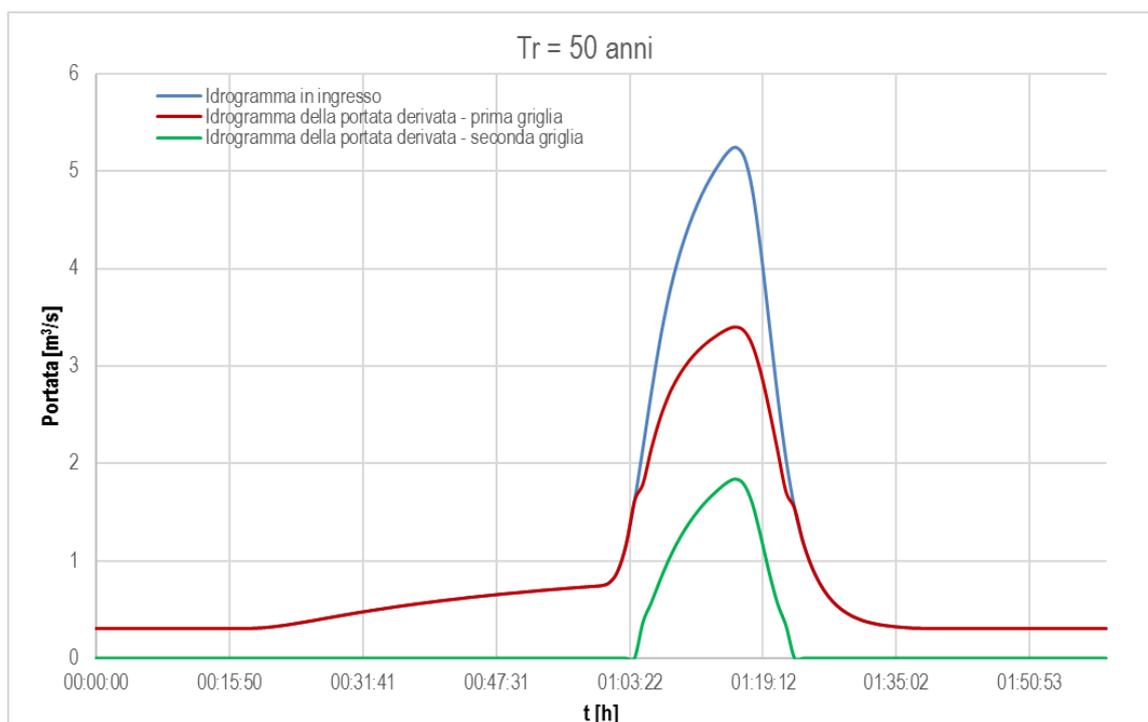


Figura 15 - Idrogramma di piena cinquantennale e corrispondenti idrogrammi delle portate derivate dalle due prese a trappola in progetto considerando una riduzione della capacità di derivazione pari al 20%.

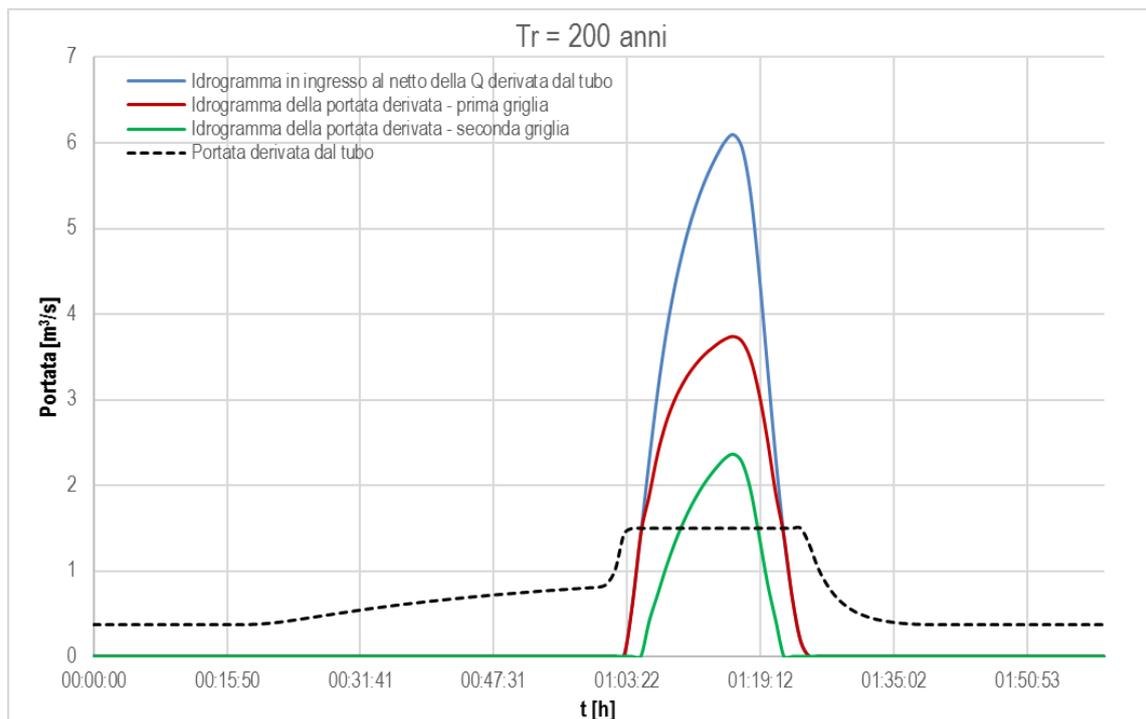


Figura 16 - Idrogramma di piena duecentennale, portata derivata dal tubo e corrispondenti idrogrammi delle portate derivate dalle due prese a trappola in progetto considerando una riduzione della capacità di derivazione pari al 20%.

4. VERIFICA IDRAULICA DELLA SISTEMAZIONE

Con modalità del tutto analoghe a quanto effettuato negli studi precedenti, la verifica idraulica delle sistemazioni proposte per il rio Rattaconigli è stata eseguita con riferimento a due condizioni di simulazione idrodinamica:

1. analisi di moto permanente, considerando il deflusso della portata massima di piena nell'alveo del rio, senza fenomeni di esondazione laterale o laminazione, così da verificare (su schema monodimensionale) i franchi idraulici residui in ogni tratto;
2. analisi di moto vario, finalizzata a quantificare l'effetto delle eventuali esondazioni laterali in termini di propagazione sul piano campagna (modello bidimensionale).

Lo schema modellistico di riferimento, che prevede l'utilizzo integrato dei due codici di calcolo MIKE 11 e MIKE 21 del DHI, collegati dinamicamente mediante il codice MIKE FLOOD, è stato descritto in dettaglio nel precedente elaborato 3208-01-00100, al quale si rimanda.

In analogia a quanto già condotto nell'elaborato citato per l'analisi di dettaglio delle condizioni di deflusso nel tratto delle due curve a 90° (utilizzata per meglio calibrare i parametri idraulici del modello in tale tratto, così da fornire una buona descrizione dell'effettiva idrodinamica di piena anche nel modello 1D), anche nel presente studio è stato sviluppato un **modello 2D di dettaglio del vascone** di raccordo tra i due tombini e di immissione nell'alveo a valle (vascone "4"). Si è infatti ritenuta utile un'analisi su schema bidimensionale delle

correnti in questa vasca, per meglio descrivere possibili sovralti locali di livello e disturbi indotti dai cambi di direzione e dall'intersezione tra i diversi flussi.

Di seguito si forniscono i risultati ottenuti dalle diverse simulazioni, che mostrano la funzionalità idraulica della soluzione finale presentata. Per tutti gli aspetti descrittivi dei modelli allestiti non dettagliatamente esplicitati nel presente documento, si rimanda al già citato elaborato pregresso 3208-01-00100.

4.1 Analisi idraulica in moto permanente

Il modello monodimensionale dell'alveo inciso è derivato da quello di stato attuale (basato sulle sezioni di rilievo contenute nel progetto originario e sulle integrazioni di rilievo prodotte da chi scrive), con inserimento della geometria di progetto dei tratti oggetto di intervento: scatolare di captazione e adduzione delle portate derivate dalle griglie, vasconi, tratti d'alveo di sezione allargata e fondo riprofilato. È stata inoltre eliminata la struttura del ponticello di cui è prevista la demolizione.

L'inserimento delle opere di presa e attraversamento ha reso necessario estendere verso monte il modello 1D (che nello studio pregresso originava in corrispondenza dell'attraversamento della via Romana); per congruenza di confronto sono state però mantenute le medesime progressive nel tratto di valle, fino alla foce (il modello pregresso iniziava alla progressiva 1000).

Per quanto riguarda le **condizioni al contorno** adottate:

- la condizione di valle è data dal livello di mare definito nello studio pregresso, valido per entrambi i tempi di ritorno indagati;
- la condizione di monte è data da un idrogramma di portata a valore costante (moto permanente), pari al massimo captato dalla prima griglia (Tabella 3);
- ulteriori immissioni di portata (valori costanti pari ai massimi di Tabella 3) sono inseriti in corrispondenza della seconda griglia e all'interno del vascone 4 dove sbocca il tombino esistente;
- i coefficienti di scabrezza (espressi secondo Strickler), rappresentativi delle resistenze al moto di tipo distribuito, in accordo con quanto previsto dal Piano di Bacino sono stati considerati pari a $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per i tratti tombati (da origine modello fino al vascone 4 compreso) e a $45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per i tratti a cielo aperto;
- sono state inoltre inserite perdite di tipo concentrato in corrispondenza delle curve e di alcuni elementi singolari (bruschi restringimenti) in analogia a quanto definito (e calibrato mediante riscontro con modello 2D delle curve) nello studio pregresso per la configurazione di progetto.

In Tabella 4 si forniscono i dati geometrici sintetici descrittivi della sezioni introdotte nel modello di progetto.

Per i tratti tombati i valori di "quota sponda" rappresentano l'intradosso della copertura.

descrizione	Progressiva (m)	Quota fondo (m s.m.)	Larghezza sezione (m)	Quota sponda sinistra (m s.m.)	Quota sponda destra (m s.m.)
fine griglia 1	960,84	21,27	1,25	22,77	22,77
monte salto	970,14	19,60	1,25	21,10	21,10
griglia 2	971,14	18,50	1,25	21,10	21,10
	973,64	18,48	1,25	20,48	20,48
	984,505	17,89	1,25	19,89	19,89
monte salto	995,37	17,30	1,25	19,30	19,30
vascone 4	996,37	16,98	3,00	19,54	19,54
	1002,79	16,84	3,00	19,54	19,54
uscita vascone	1005,39	16,79	2,00	18,79	18,79
monte salto	1007,36	16,75	2,00	18,75	18,75
	1008,36	16,39	2,00	18,39	18,39
	1023	16,06	2,00	18,18	18,13
monte salto	1037	15,78	2,00	17,31	17,34
	1038	15,28	2,00	17,31	17,34
ex pontino	1051	14,70	2,00	16,97	16,67
	1066,67	14,15	1,92	16,20	16,04
	1082,33	13,60	1,84	15,42	15,41
tratto corrispondente all'area di intervento di realizzazione della RSA	1098	13,05	1,76	14,65	14,78
	1114	12,67	1,71	14,25	14,34
	1130	12,30	1,65	13,85	13,89
	1146	11,92	1,60	13,45	13,45
	1165,67	11,50	1,65	13,09	13,09
	1185,33	11,08	1,70	12,73	12,73
1ª curva a 90°	1205	10,66	1,75	12,37	12,37
intervento di rimozione del "bauletto"	1212	10,49	1,84	12,07	12,07
	1222	10,31	1,90	11,94	11,92
	1235	10,11	1,90	11,73	11,80
	1239	10,05	1,90	11,68	11,70
2ª curva a 90°	1251	9,89	1,74	11,55	11,52
intervento di allargamento sezione	1257	9,78	1,80	11,46	11,46
	1267	9,23	1,80	11,12	11,24
	1279	8,91	1,80	11,19	10,75
	1293,67	8,60	1,56	10,71	10,43
	1308,33	8,30	1,32	10,22	10,12
	1323	7,99	1,08	9,74	9,80
	1340	7,84	1,16	9,72	9,77
	1357	7,68	1,24	9,70	9,75
	1374	7,53	1,32	9,67	9,72
	1391	7,37	1,40	9,65	9,70
	1408	7,22	1,48	9,63	9,67
	1425,25	7,12	1,46	9,52	9,55
	1442,5	7,01	1,44	9,42	9,44
	1459,75	6,91	1,42	9,31	9,32
	1477	6,80	1,40	9,20	9,20
	1486	6,69	1,00	9,13	9,13
	1501	6,59	1,13	8,98	8,98
	1516	6,48	1,26	8,83	8,83
	1530,25	6,32	1,14	8,48	8,48
	1544,5	6,16	1,02	8,12	8,12
	1554,7	6,04	1,18	7,94	7,94

descrizione	Progressiva (m)	Quota fondo (m s.m.)	Larghezza sezione (m)	Quota sponda sinistra (m s.m.)	Quota sponda destra (m s.m.)
	1568,85	5,84	1,16	7,82	7,82
	1583	5,64	1,14	7,69	7,69
	1603	4,98	0,91	7,05	7,05
	1618	4,43	1,06	6,57	6,52
SEZ05m	1632,9	3,80	0,98	6,21	6,21
SEZ05v	1633,9	2,94	1,97	4,77	4,77
	1646,67	2,87	2,05	4,89	4,89
SEZ06	1659,43	2,80	2,13	5,00	5,00
	1675,86	2,52	1,94	4,71	4,71
	1692,3	2,25	1,76	4,43	4,43
	1708,73	1,97	1,57	4,14	4,14
	1725,17	1,70	1,73	3,86	3,86
SEZ07	1741,6	1,42	1,85	3,57	3,57
SEZ08	1745	1,49	1,78	3,13	3,13
SEZ09	1753,08	1,42	1,67	3,11	3,11
	1768,39	1,18	1,51	2,93	2,93
	1783,69	0,95	1,72	2,74	2,74
SEZ10	1799	0,71	1,94	2,56	2,56

Tabella 4 - Dati geometrici di sintesi delle sezioni inserite nel modello 1D di progetto del rio Rattaconigli.

I risultati delle due simulazioni svolte in moto permanente (TR = 50 anni e TR = 200 anni) sono forniti in forma grafica e numerica nelle figure e tabelle che seguono.

La simbologia utilizzata nelle tabelle ha il seguente significato: "Q"=portata; "P.L."=quota di pelo libero; "h"=altezza d'acqua; "A"=area di deflusso; "b"=larghezza pelo libero; "v"=velocità; "Fr"=numero di Froude; "H"=carico totale della corrente.

Nelle figure, la linea con riempimento azzurro identifica i livelli idrici corrispondenti al deflusso della portata di progetto, mentre la linea rossa rappresenta i carichi totali della corrente. Le linee nere individuano le quote di sponda inserite nel modello (linea continua: sponda destra; linea tratteggiata: sponda sinistra).

Progr. (m)	Q (m³/s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	A (m²)	b (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)	Franco Sx (m)	Franco Dx (m)
960,84	3,41	21,68	0,40	0,51	1,25	6,70	3,35	23,97	1,10	1,10
970,14	3,41	20,01	0,41	0,51	1,25	6,67	3,33	22,28	1,09	1,09
971,14	3,94	19,54	1,04	1,23	1,25	3,20	1,03	20,06	1,57	1,57
973,64	5,26	19,43	0,95	1,19	1,25	4,41	1,44	20,42	1,05	1,05
984,505	5,26	18,96	1,07	1,34	1,25	3,94	1,22	19,75	0,93	0,93
995,37	5,26	18,60	1,30	1,62	1,25	3,24	0,91	19,13	0,70	0,70
996,37	5,26	18,03	1,05	3,14	3,00	1,67	0,52	18,17	1,51	1,51
1002,79	5,26	18,02	1,18	3,54	3,00	1,48	0,44	18,14	1,52	1,52
1005,39	5,26	17,84	1,05	2,10	2,00	2,50	0,78	18,16	0,95	0,95
1007,36	5,26	17,82	1,07	2,15	2,00	2,45	0,76	18,13	0,93	0,93
1008,36	5,26	17,16	0,77	1,54	2,00	3,41	1,24	17,76	1,23	1,23
1023	5,26	16,84	0,78	1,56	2,00	3,37	1,22	17,42	1,34	1,29
1037	5,26	16,54	0,76	1,52	2,00	3,46	1,26	17,15	0,77	0,80
1038	5,26	16,27	0,99	1,99	2,00	2,65	0,85	16,63	1,04	1,07
1051	5,26	15,37	0,67	1,34	2,00	3,94	1,54	16,16	1,60	1,30
1066,67	5,26	14,85	0,70	1,36	1,92	3,88	1,47	15,62	1,35	1,19
1082,33	5,26	14,36	0,76	1,41	1,84	3,73	1,36	15,07	1,06	1,05
1098	5,26	13,93	0,88	1,55	1,76	3,40	1,16	14,52	0,72	0,85
1114	5,26	13,58	0,91	1,55	1,71	3,39	1,14	14,17	0,67	0,75
1130	5,26	13,24	0,94	1,55	1,65	3,39	1,12	13,82	0,61	0,66
1146	5,26	12,89	0,97	1,55	1,60	3,40	1,11	13,48	0,56	0,56
1165,67	5,26	12,47	0,97	1,60	1,65	3,30	1,07	13,02	0,62	0,62
1185,33	5,26	12,08	1,00	1,70	1,70	3,09	0,99	12,57	0,65	0,65
1205	5,26	11,75	1,09	1,91	1,75	2,75	0,84	12,14	0,62	0,62
1212	5,26	11,45	0,96	1,76	1,84	2,99	0,98	11,90	0,63	0,63
1222	5,26	11,29	0,98	1,87	1,90	2,82	0,91	11,70	0,65	0,63
1235	5,26	11,12	1,01	1,93	1,90	2,73	0,87	11,50	0,61	0,68
1239	5,26	11,08	1,03	1,95	1,90	2,70	0,85	11,45	0,60	0,62
1251	5,26	10,93	1,04	1,82	1,74	2,89	0,90	11,36	0,62	0,59
1257	5,26	10,53	0,75	1,35	1,80	3,90	1,44	11,30	0,93	0,93
1267	5,26	10,23	0,99	1,79	1,80	2,94	0,94	10,66	0,90	1,02
1279	5,26	10,07	1,16	2,09	1,80	2,51	0,74	10,39	1,12	0,68
1293,67	5,26	9,96	1,36	2,17	1,56	2,43	0,66	10,26	0,74	0,46
1308,33	5,26	9,85	1,55	2,11	1,32	2,49	0,63	10,16	0,36	0,24
1323	5,26	9,72	1,73	1,87	1,08	2,82	0,68	10,13	0,02	0,08
1340	5,26	9,51	1,67	1,98	1,16	2,66	0,65	9,87	0,19	0,23
1357	5,26	9,33	1,65	2,09	1,24	2,52	0,62	9,65	0,36	0,40
1374	5,26	9,18	1,65	2,22	1,32	2,37	0,58	9,46	0,49	0,53
1391	5,26	9,05	1,67	2,37	1,40	2,22	0,54	9,30	0,60	0,64
1408	5,26	8,94	1,72	2,55	1,48	2,06	0,50	9,16	0,69	0,73
1425,25	5,26	8,86	1,74	2,54	1,46	2,07	0,50	9,07	0,67	0,70
1442,5	5,26	8,77	1,76	2,53	1,44	2,08	0,50	8,99	0,65	0,67
1459,75	5,26	8,68	1,77	2,51	1,42	2,09	0,50	8,90	0,63	0,64
1477	5,26	8,58	1,78	2,49	1,40	2,11	0,51	8,81	0,62	0,62
1486	5,26	8,53	1,84	1,84	1,00	2,86	0,67	8,95	0,60	0,60
1501	5,26	8,32	1,74	1,96	1,13	2,69	0,65	8,69	0,66	0,66
1516	5,26	8,16	1,68	2,11	1,26	2,49	0,62	8,47	0,67	0,67
1530,25	5,26	8,03	1,71	1,97	1,14	2,67	0,65	8,40	0,44	0,44
1544,5	5,26	7,82	1,66	1,69	1,02	3,12	0,77	8,31	0,30	0,30
1554,7	5,26	7,43	1,39	1,64	1,18	3,21	0,87	7,96	0,51	0,51

Progr. (m)	Q (m³/s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	A (m²)	b (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)	Franco Sx (m)	Franco Dx (m)
1568,85	5,26	7,20	1,36	1,57	1,16	3,36	0,92	7,77	0,62	0,62
1583	5,26	6,93	1,29	1,47	1,14	3,59	1,01	7,59	0,76	0,76
1603	5,26	6,49	1,51	1,29	0,91	4,08	1,09	7,34	0,56	0,56
1618	5,26	5,60	1,17	1,24	1,06	4,23	1,25	6,52	0,97	0,92
1632,9	5,26	5,10	1,30	1,27	0,98	4,13	1,16	5,97	1,11	1,11
1633,9	5,26	4,04	1,10	2,16	1,97	2,44	0,74	4,34	0,73	0,73
1646,67	5,26	3,95	1,08	2,21	2,05	2,38	0,73	4,23	0,94	0,94
1659,43	5,26	3,86	1,06	2,26	2,13	2,33	0,72	4,14	1,14	1,14
1675,86	5,26	3,76	1,23	2,34	1,94	2,25	0,65	4,02	0,96	0,96
1692,3	5,26	3,66	1,42	2,37	1,76	2,22	0,61	3,91	0,76	0,76
1708,73	5,26	3,57	1,60	2,33	1,57	2,26	0,59	3,83	0,57	0,57
1725,17	5,26	3,48	1,78	2,22	1,73	2,37	0,67	3,76	0,38	0,38
1741,6	5,26	3,38	1,96	2,13	1,85	2,47	0,73	3,69	0,19	0,19
1745	5,26	2,96	1,47	1,69	1,78	3,12	1,02	3,46	0,17	0,17
1753,08	5,26	2,86	1,44	1,58	1,67	3,33	1,09	3,42	0,25	0,25
1768,39	5,26	2,36	1,18	1,51	1,51	3,48	1,11	2,98	0,57	0,57
1783,69	5,26	1,99	1,04	1,57	1,72	3,35	1,12	2,56	0,76	0,76
1799	5,26	1,72	1,01	1,76	1,94	2,99	1,00	2,18	0,84	0,84

Tabella 5 – Profili di piena di moto permanente per TR=50 anni.

Progr. (m)	Q (m³/s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	A (m²)	b (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)	Franco Sx (m)	Franco Dx (m)
960,84	3,75	21,71	0,43	0,55	1,25	6,84	3,30	24,09	1,07	1,07
970,14	3,75	20,04	0,44	0,55	1,25	6,86	3,31	22,43	1,06	1,06
971,14	4,42	19,66	1,16	1,39	1,25	3,18	0,96	20,18	1,44	1,44
973,64	6,10	19,56	1,08	1,35	1,25	4,51	1,39	20,60	0,92	0,92
984,505	6,10	19,09	1,20	1,50	1,25	4,06	1,18	19,93	0,80	0,80
995,37	6,10	18,73	1,43	1,79	1,25	3,41	0,91	19,32	0,57	0,57
996,37	6,10	18,40	1,43	4,28	3,00	1,43	0,38	18,51	1,14	1,14
1002,79	7,17	18,37	1,53	4,57	3,00	1,57	0,41	18,49	1,17	1,17
1005,39	7,60	18,14	1,35	2,70	2,00	2,82	0,78	18,54	0,65	0,65
1007,36	7,60	18,12	1,37	2,73	2,00	2,78	0,76	18,51	0,63	0,63
1008,36	7,60	17,40	1,01	2,02	2,00	3,76	1,19	18,12	0,99	0,99
1023	7,60	17,08	1,02	2,04	2,00	3,72	1,18	17,79	1,10	1,05
1037	7,60	16,78	1,00	2,00	2,00	3,81	1,22	17,52	0,53	0,56
1038	7,60	16,60	1,32	2,64	2,00	2,88	0,80	17,02	0,71	0,74
1051	7,60	15,58	0,88	1,77	2,00	4,30	1,46	16,53	1,39	1,09
1066,67	7,60	15,09	0,94	1,82	1,92	4,19	1,37	15,98	1,11	0,95
1082,33	7,60	14,63	1,03	1,91	1,84	3,97	1,24	15,44	0,79	0,78
1098	7,60	14,23	1,18	2,08	1,76	3,66	1,08	14,91	0,42	0,55
1114	7,60	13,89	1,22	2,09	1,71	3,65	1,05	14,57	0,36	0,44
1130	7,60	13,56	1,26	2,09	1,65	3,64	1,03	14,24	0,29	0,33
1146	7,60	13,23	1,31	2,08	1,60	3,65	1,02	13,91	0,22	0,22
1165,67	7,60	12,81	1,31	2,16	1,65	3,51	0,98	13,44	0,28	0,28
1185,33	7,60	12,44	1,36	2,31	1,70	3,29	0,90	12,99	0,29	0,29
1205	7,60	12,13	1,47	2,57	1,75	2,96	0,78	12,57	0,24	0,24
1212	7,60	11,78	1,29	2,37	1,84	3,21	0,90	12,30	0,29	0,29
1222	7,60	11,63	1,32	2,51	1,90	3,03	0,84	12,10	0,31	0,29

Progr. (m)	Q (m³/s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	A (m²)	b (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)	Franco Sx (m)	Franco Dx (m)
1235	7,60	11,47	1,36	2,58	1,90	2,95	0,81	11,91	0,26	0,33
1239	7,60	11,42	1,37	2,60	1,90	2,92	0,80	11,85	0,26	0,28
1251	7,60	11,28	1,39	2,42	1,74	3,14	0,85	11,78	0,27	0,24
1257	7,60	10,86	1,08	1,94	1,80	3,91	1,20	11,64	0,60	0,60
1267	7,60	10,62	1,39	2,50	1,80	3,04	0,82	11,09	0,50	0,62
1279	7,60	10,48	1,57	2,83	1,80	2,69	0,68	10,85	0,71	0,27
1293,67	7,60	10,37	1,77	2,83	1,56	2,69	0,64	10,74	0,33	0,05
1308,33	7,60	10,25	1,96	2,66	1,32	2,85	0,64	10,67	-0,04	-0,16
1323	7,60	10,11	2,12	2,29	1,08	3,32	0,73	10,67	-0,37	-0,31
1340	7,60	9,98	2,15	2,53	1,16	3,00	0,65	10,44	-0,28	-0,24
1357	7,60	9,86	2,18	2,77	1,24	2,75	0,59	10,25	-0,18	-0,14
1374	7,60	9,74	2,21	2,99	1,32	2,55	0,54	10,07	-0,08	-0,04
1391	7,60	9,62	2,25	3,19	1,40	2,38	0,50	9,91	0,03	0,07
1408	7,60	9,51	2,29	3,39	1,48	2,24	0,47	9,77	0,12	0,16
1425,25	7,60	9,42	2,30	3,36	1,46	2,26	0,48	9,68	0,10	0,13
1442,5	7,60	9,32	2,31	3,33	1,44	2,28	0,48	9,59	0,09	0,11
1459,75	7,60	9,22	2,32	3,29	1,42	2,31	0,48	9,50	0,08	0,09
1477	7,60	9,12	2,32	3,25	1,40	2,34	0,49	9,40	0,08	0,08
1486	7,60	9,07	2,38	2,38	1,00	3,20	0,66	9,59	0,07	0,07
1501	7,60	8,82	2,24	2,52	1,13	3,02	0,65	9,28	0,16	0,16
1516	7,60	8,63	2,15	2,70	1,26	2,81	0,61	9,03	0,20	0,20
1530,25	7,60	8,48	2,16	2,48	1,14	3,06	0,66	8,96	0,00	0,00
1544,5	7,60	8,22	2,06	2,10	1,02	3,62	0,81	8,89	-0,10	-0,10
1554,7	7,60	7,92	1,88	2,22	1,18	3,43	0,80	8,52	0,02	0,02
1568,85	7,60	7,68	1,84	2,13	1,16	3,56	0,84	8,33	0,13	0,13
1583	7,60	7,42	1,78	2,02	1,14	3,76	0,90	8,14	0,27	0,27
1603	7,60	6,98	2,00	1,74	0,94	4,36	1,02	7,95	0,07	0,07
1618	7,60	6,06	1,63	1,73	1,06	4,39	1,10	7,05	0,51	0,46
1632,9	7,60	5,58	1,78	1,75	0,98	4,35	1,04	6,55	0,63	0,63
1633,9	7,60	4,46	1,52	3,00	1,97	2,54	0,66	4,79	0,31	0,31
1646,67	7,60	4,38	1,51	3,11	2,05	2,45	0,63	4,68	0,51	0,51
1659,43	7,60	4,31	1,51	3,21	2,13	2,37	0,62	4,59	0,69	0,69
1675,86	7,60	4,22	1,70	3,24	1,94	2,34	0,58	4,50	0,49	0,49
1692,3	7,60	4,14	1,89	3,22	2,02	2,36	0,60	4,42	0,29	0,29
1708,73	7,60	4,06	2,08	3,20	1,96	2,38	0,59	4,34	0,09	0,09
1725,17	7,60	3,97	2,28	3,15	1,91	2,41	0,60	4,27	-0,12	-0,12
1741,6	7,60	3,91	2,49	3,11	1,85	2,44	0,60	4,21	-0,34	-0,34
1745	7,60	3,23	1,74	2,17	1,78	3,51	1,02	3,86	-0,10	-0,10
1753,08	7,60	3,14	1,72	2,05	1,67	3,71	1,07	3,84	-0,03	-0,03
1768,39	7,60	2,65	1,47	2,01	1,93	3,78	1,18	3,38	0,27	0,27
1783,69	7,60	2,26	1,31	2,04	1,72	3,72	1,09	2,97	0,48	0,48
1799	7,60	1,97	1,27	2,25	1,94	3,38	1,00	2,56	0,59	0,59

Tabella 6 – Profili di piena di moto permanente per TR=200 anni.

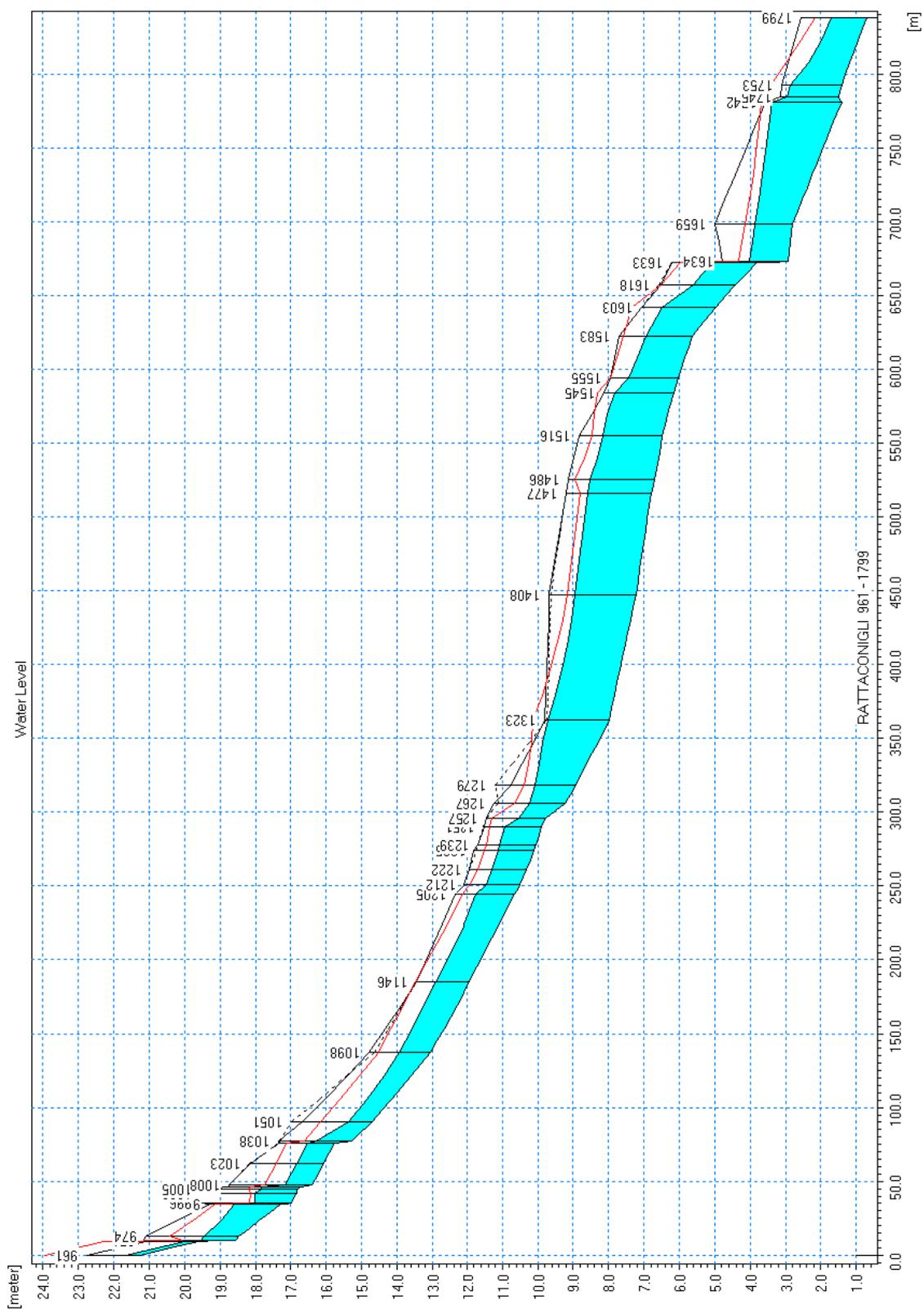


Figura 17 - Profilo idrico di piena per TR=50 anni con indicazione dei carichi totali (linea rossa).

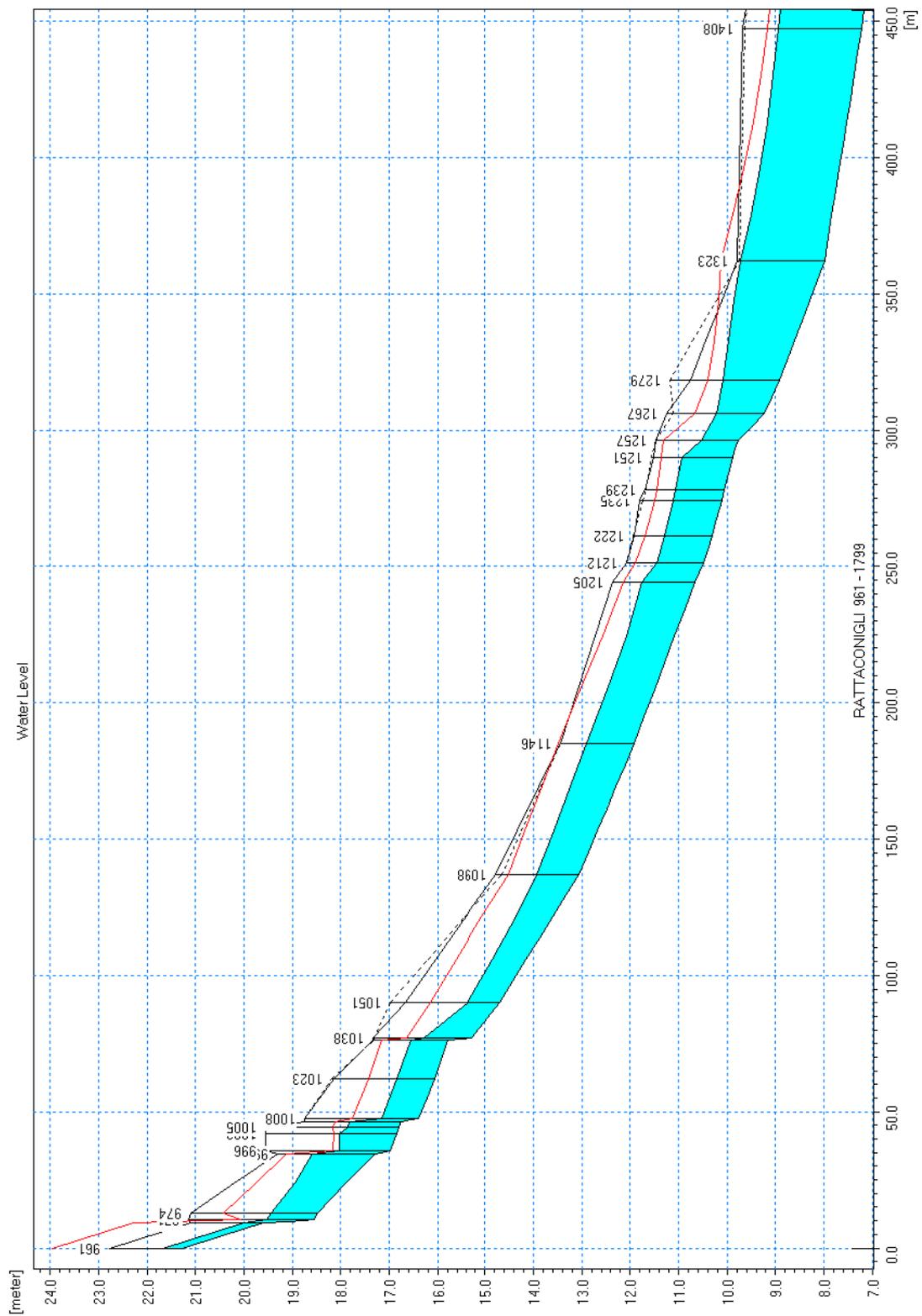


Figura 18 - Profilo idrico di piena per TR=50 anni con indicazione dei carichi totali (linea rossa). Zoom nel tratto di monte.

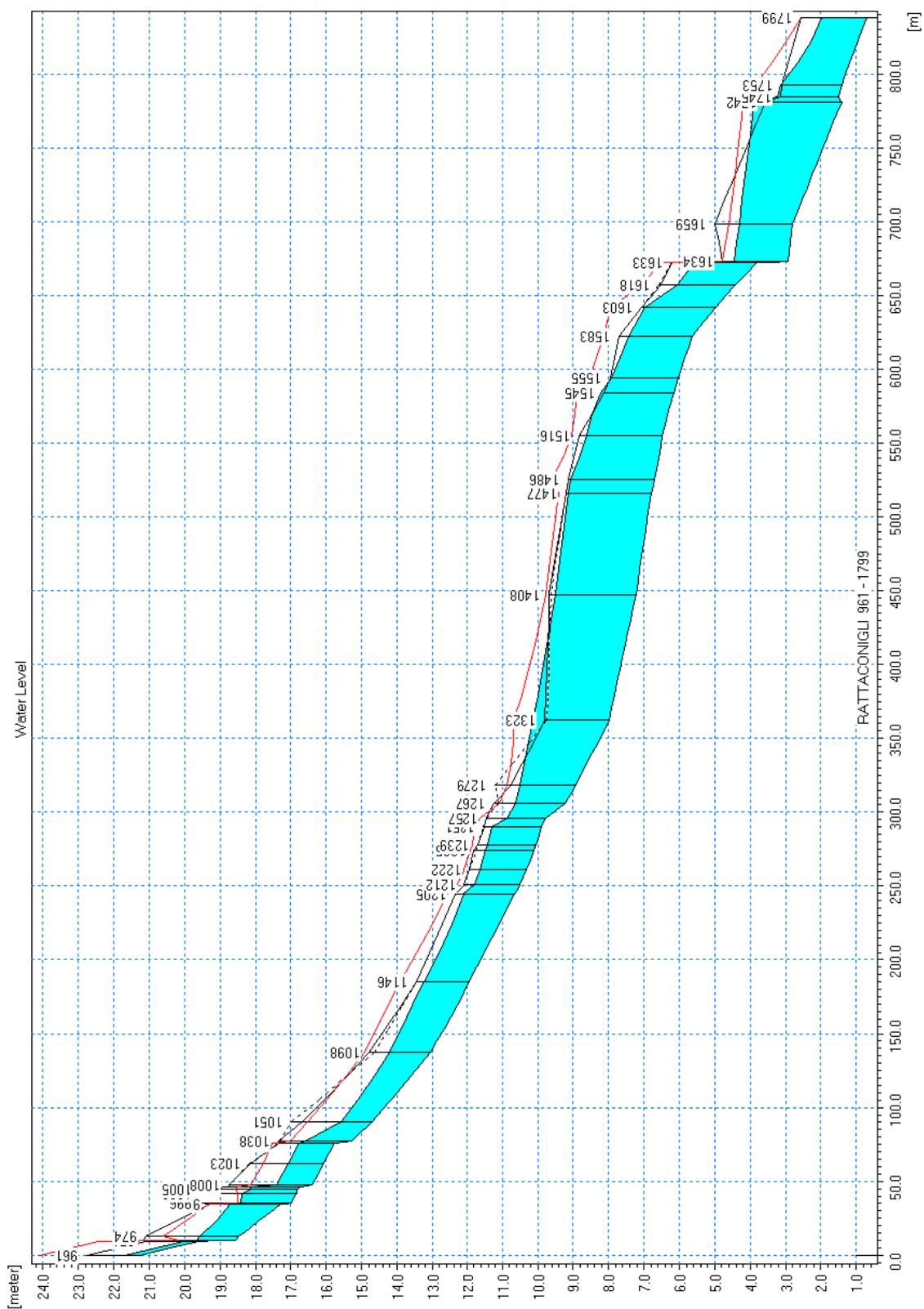


Figura 19 - Profilo idrico di piena per TR=200 anni con indicazione dei carichi totali (linea rossa).

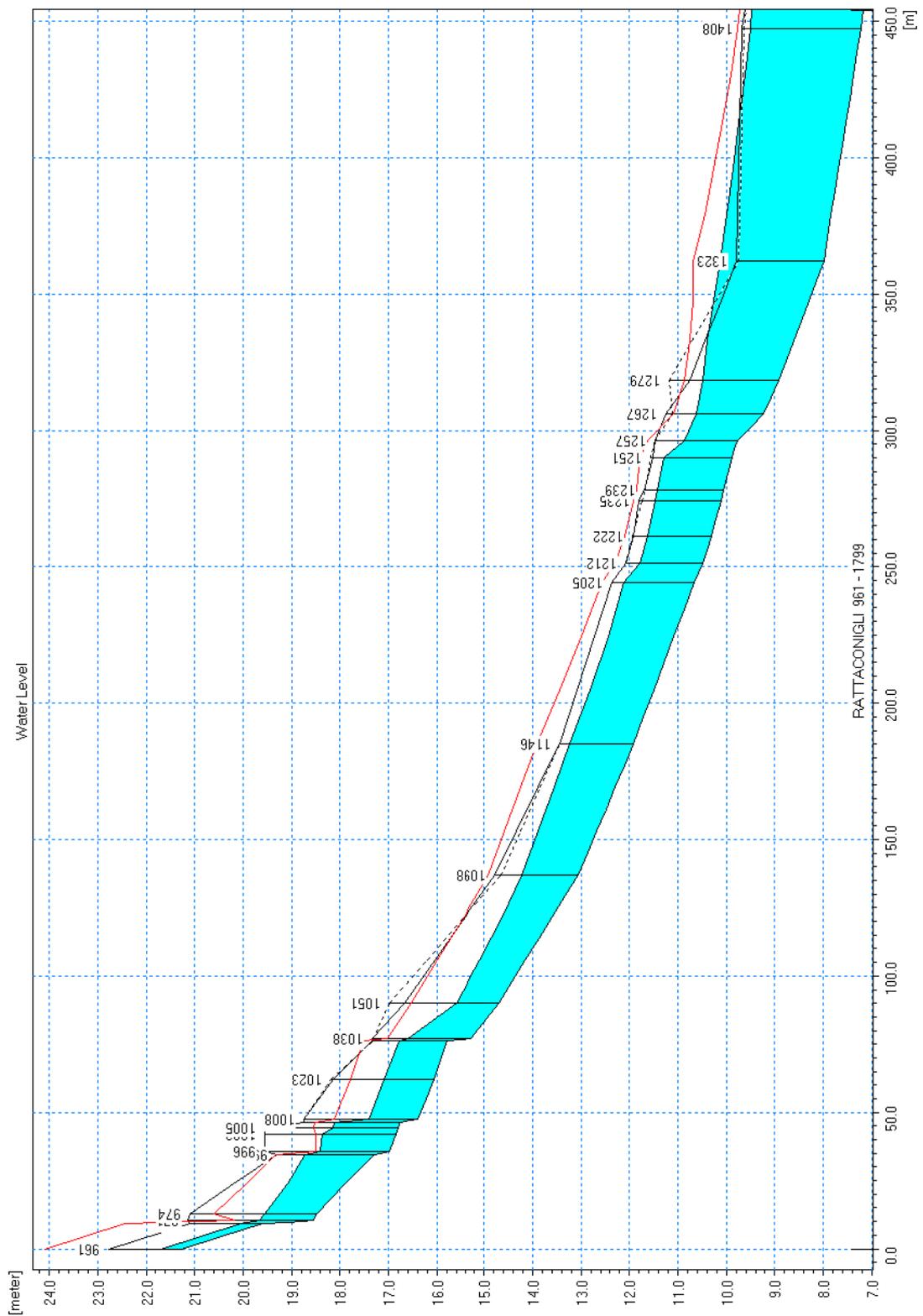


Figura 20 - Profilo idrico di piena per TR=200 anni con indicazione dei carichi totali (linea rossa). Zoom nel tratto di monte.

L'analisi condotta in moto permanente mostra come la portata di piena cinquantennale risulti sempre interamente contenuta nell'alveo del rio; in corrispondenza dell'area di prevista realizzazione della RSA i franchi sono sempre superiori a 50 cm su entrambe le sponde.

Nello scatolare di adduzione della portata captata dalle griglie e di attraversamento della via Romana i franchi idraulici sono dell'ordine del metro, con un valore minimo di 0,70 m all'immissione nel vascone 4, per effetto dei livelli di valle. Entro il vascone 4 il franco è superiore a 1,5 m.

Per quanto riguarda l'evento duecentennale, le sistemazioni in progetto sono adeguate a consentire il contenimento dei livelli di piena in tutto il tratto oggetto di intervento, con franchi compresi tra 24 e 71 cm nel tratto all'aperto, circa 1,15 m all'interno del vascone 4 e di 0,8-0,9 m nello scatolare a monte, con un valore minimo di 57 cm (sezione all'imbocco del vascone).

Nel tratto a valle di quello oggetto delle sistemazioni, le condizioni sono identiche a quelle di stato attuale (cfr. elaborato 3208-01-00100): la portata di piena è generalmente contenuta in alveo, pur con franchi ridotti, tranne in un tratto posto un centinaio di metri a valle della seconda curva a 90° (progressive sezioni tra 1308 e 1374 m), con sormonti compresi tra 4 e 37 cm, e un breve tratto ancora più a valle (progressive tra 1530 e 1550 m) dove si rilevano franchi circa nulli e in una sezione un sormonto di 10 cm.

Si ha inoltre fuoriuscita di portata dalle griglie sommitali in corrispondenza del sottopasso ferroviario (accesso alla spiaggia), dove il restringimento della sezione provoca condizioni di moto in pressione nel tratto terminale del tombino proveniente dalla via Aurelia.

4.2 Analisi idrodinamica di dettaglio del vascone 4

In analogia con quanto già eseguito nello studio pregresso per il tratto delle due curve a 90°, e con il medesimo approccio modellistico bidimensionale (si rimanda per ogni dettaglio all'elaborato 3208-01-00100), è stato allestito un modello rappresentativo del vascone "4", in cui convergono le portate derivate dalle griglie e addotte dall'esistente tombino, per essere poi rilasciate nell'alveo del rio (sistemato) più a valle.

L'estensione del modello è rappresentata in Figura 21 (a meno di modeste estensioni a monte e valle per l'assegnazione delle condizioni al contorno): oltre al vascone vero e proprio, è rappresentato un tratto di una decina di metri del canale a valle e di 3 m del nuovo scatolare, oltre alla sezione di sbocco dell'esistente tombino.

Obiettivo del modello è verificare l'entità dei verosimili sovralti locali di livello attribuibili all'effetto di interferenza tra i due flussi in ingresso e di curvatura della corrente necessaria per imboccare l'attuale sedime del rio.

L'analisi è stata condotta in moto permanente in analogia alle simulazioni descritte nel capitolo 4.1, per i tempi di ritorno di 50 anni e 200 anni, considerando le stesse portate di input. La condizione al contorno di valle del modello è stata definita in funzione dei livelli nel canale ottenuti dalla simulazione 1D.

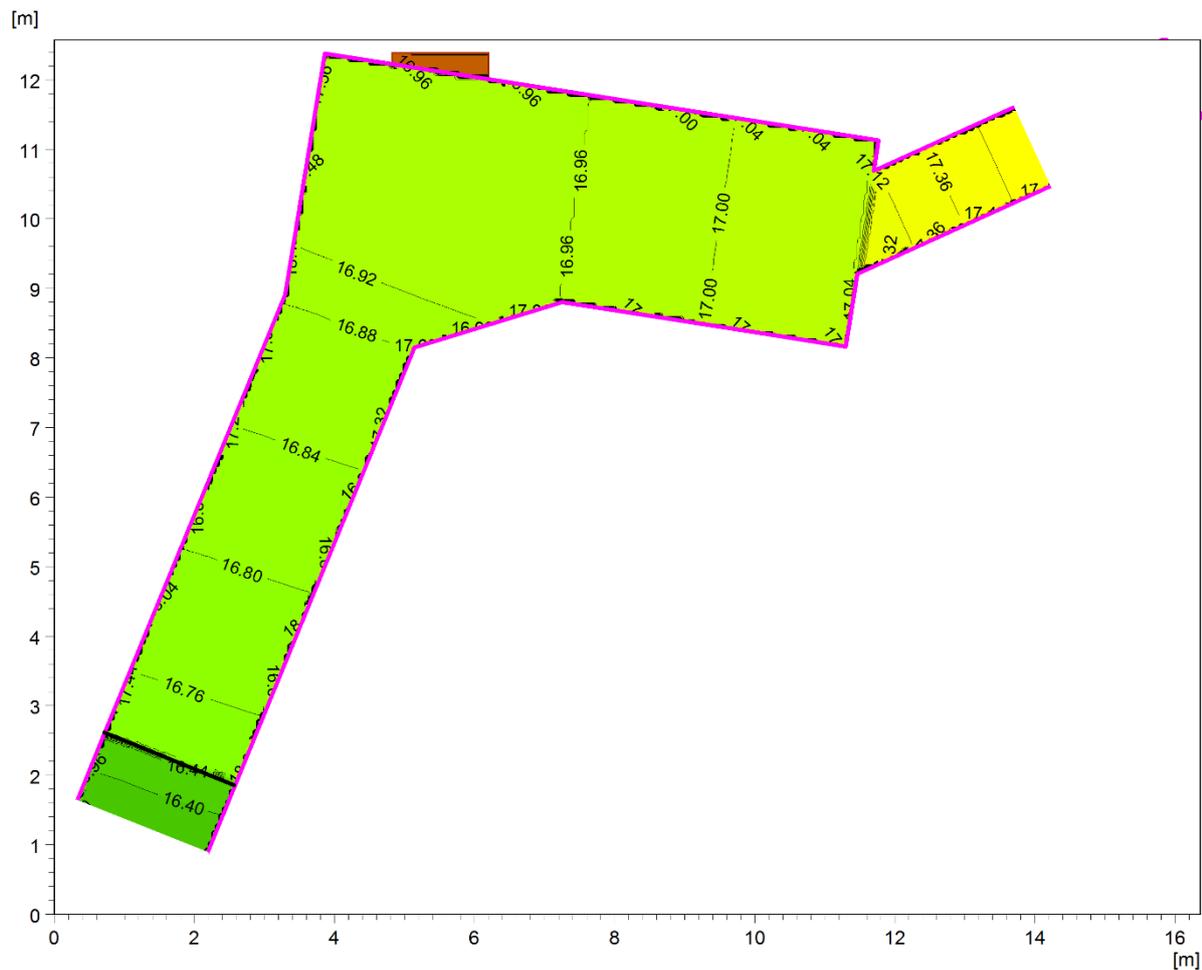


Figura 21 - Batimetria del modello 2D del vascone "4".

Le figure che seguono rappresentano la distribuzione delle altezze idriche e delle velocità all'interno del vascone per i due eventi simulati.

Dal confronto tra Figura 23 e Figura 24 si nota come l'immissione di portata dal tombino esistente (presente solo per TR=200 anni) tenda in realtà a migliorare le condizioni idrodinamiche di deflusso nel vascone, mantenendo la portata proveniente dal nuovo scatolare più compatta contro la sponda sinistra, limitando la tendenza all'espansione verso destra che si rileva per la portata cinquantennale.

In quest'ultimo caso si nota l'instaurarsi di una struttura stabile di vortice nella porzione destra della vasca; la maggiore espansione del flusso è causata da una più brusca curvatura dei filetti esterni con maggiore sovrizzo (in termini percentuali) all'immissione nel canale (sponda destra).

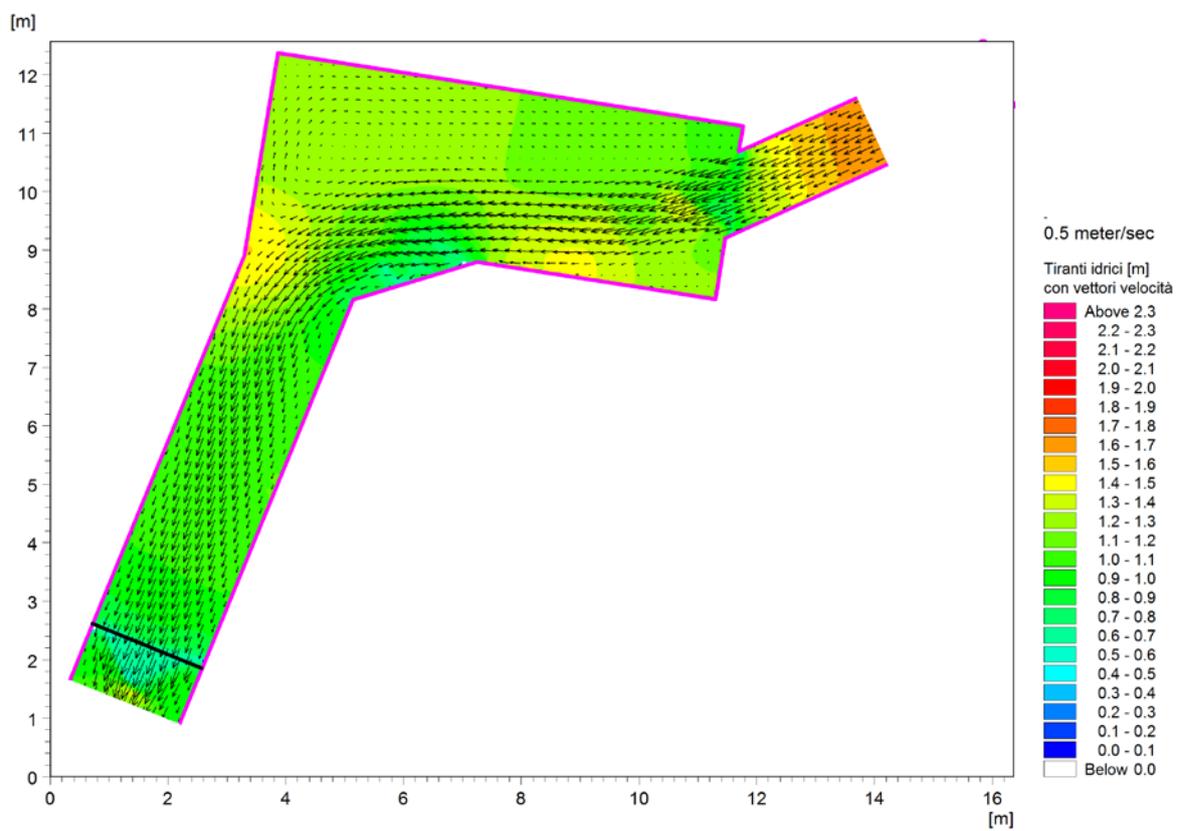
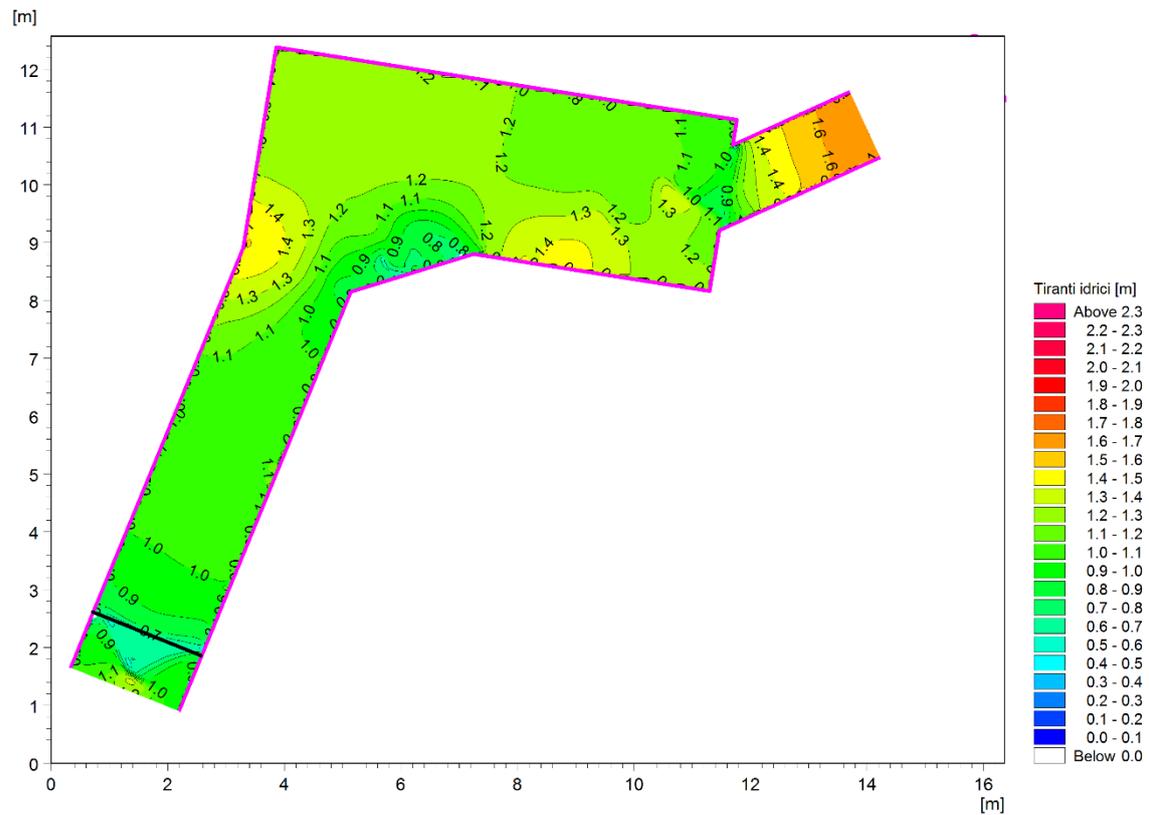


Figura 22 - Massime altezze d'acqua per TR=50 anni (sotto, con sovrapposizione dei vettori velocità).

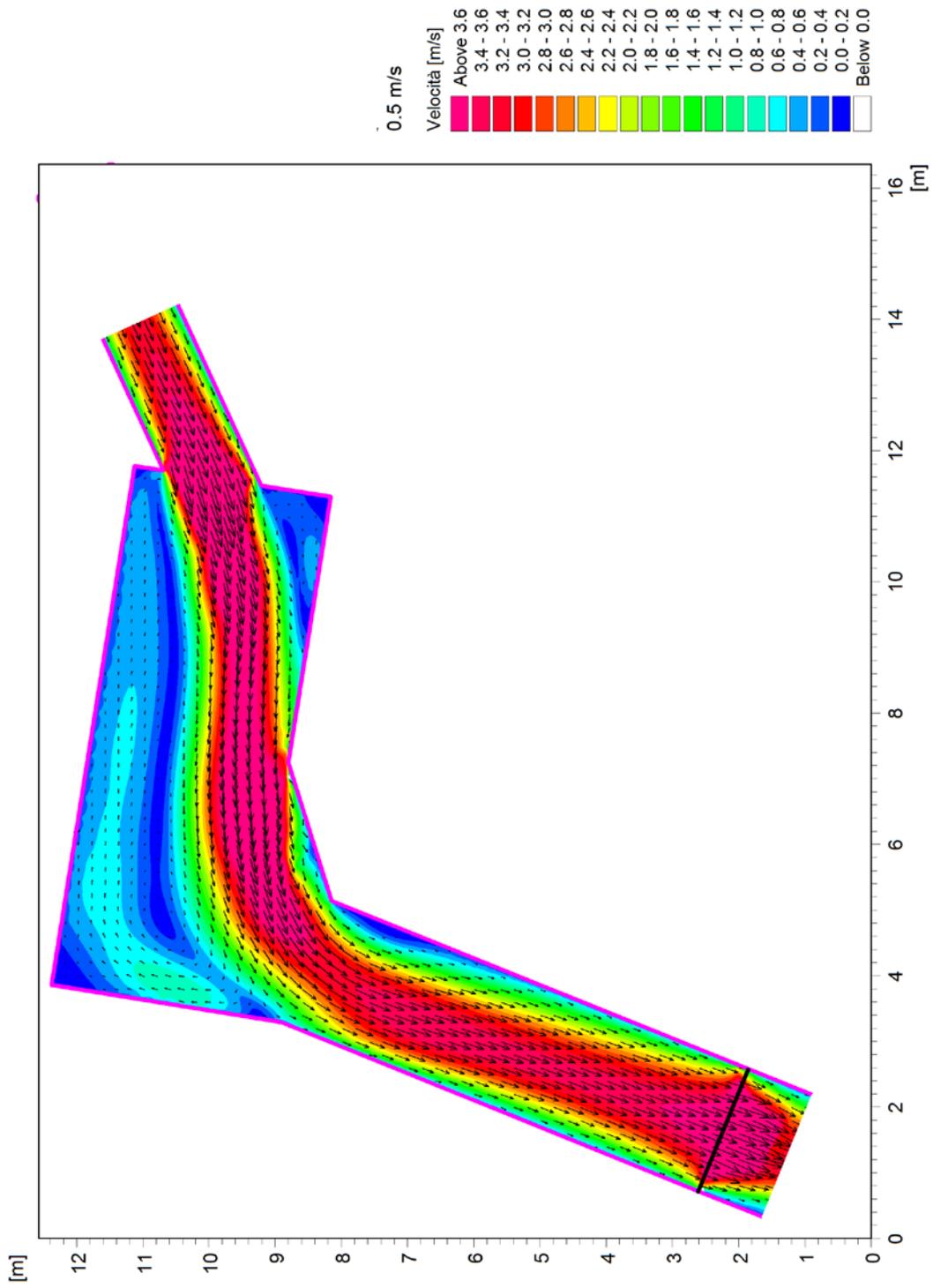


Figura 23 - Distribuzione delle massime velocità per TR=50 anni.

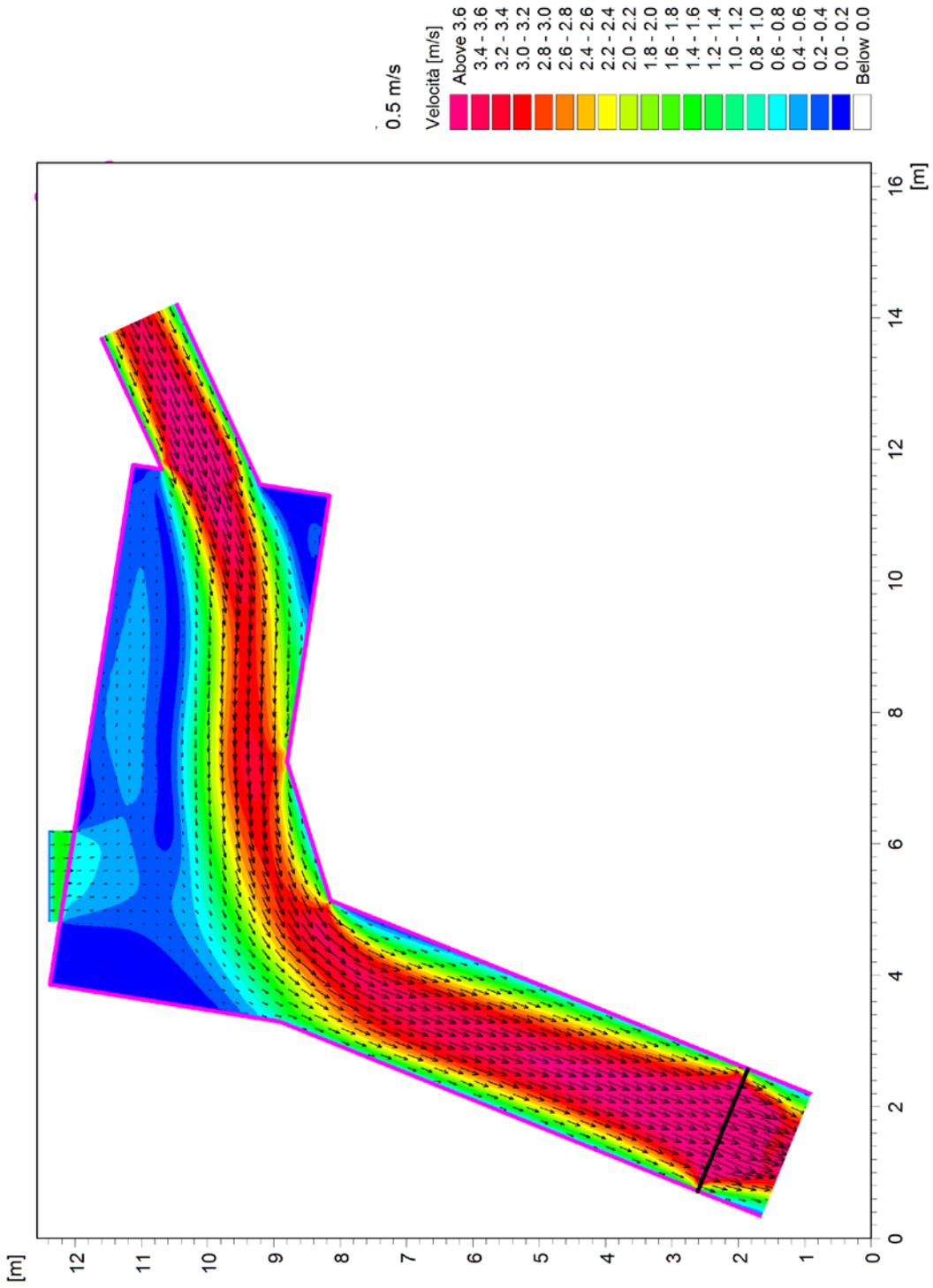


Figura 24 - Distribuzione delle massime velocità per TR=200 anni.

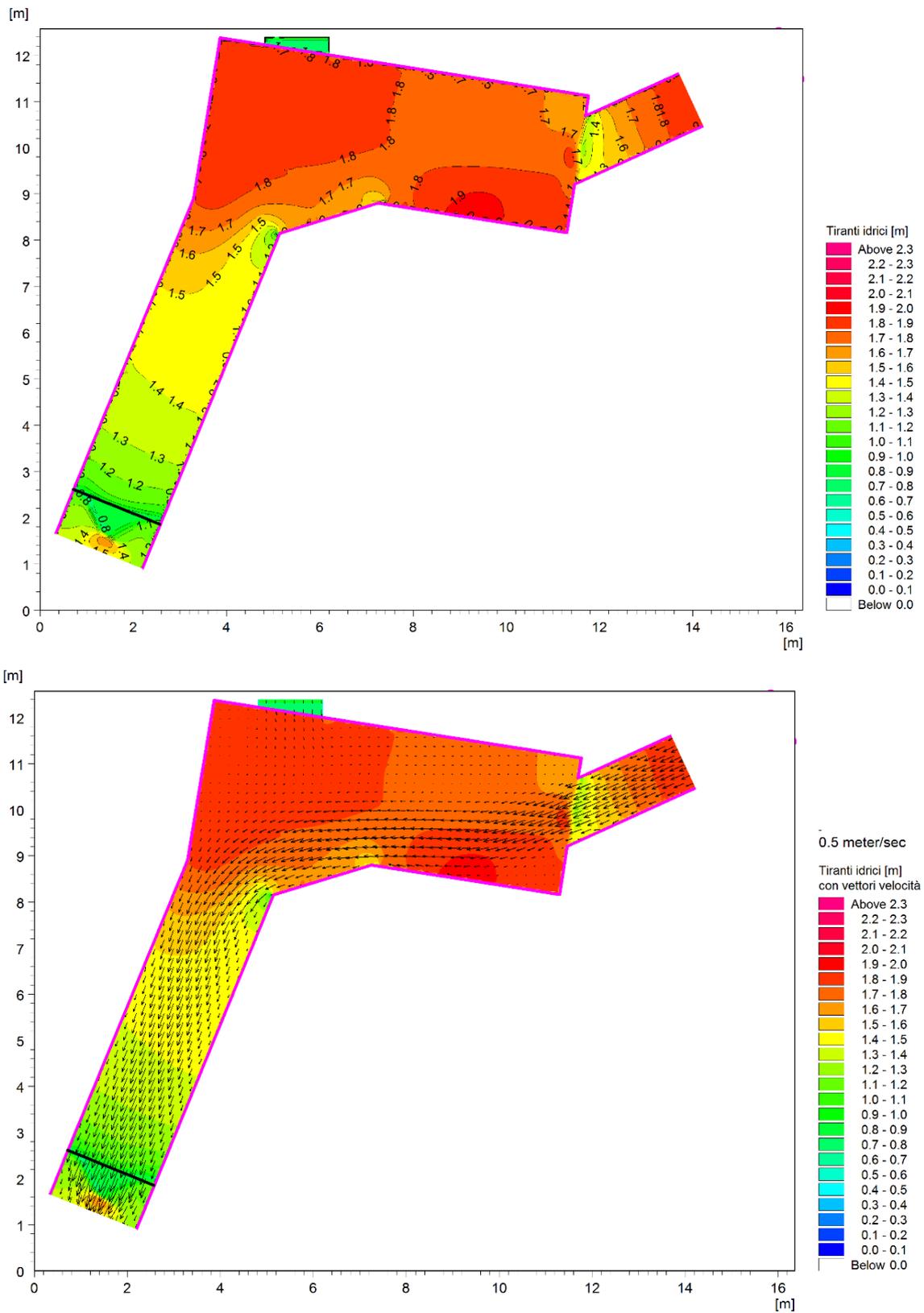


Figura 25 - Massime altezze d'acqua per TR=200 anni (sotto, con sovrapposizione dei vettori velocità).

L'analisi bidimensionale di dettaglio ha mostrato come i livelli idrici massimi attesi entro il vascone al passaggio dei colmi di piena di progetto possano risultare localmente più elevati di quanto riscontrabile mediante analisi con schema monodimensionale.

In particolare:

- per TR=50 anni le altezze d'acqua variano tra minimi di circa 0,8 m e massimi di circa 1,4 m, a fronte di valori restituiti dal modello 1D compresi tra 1,05 e 1,18 m;
- per TR=200 anni le altezze d'acqua variano tra minimi di circa 1,6 m (1,5 m allo sbocco) e massimi di circa 1,8 m, a fronte di valori restituiti dal modello 1D compresi tra 1,43 e 1,53 m.

In termini di franchi idraulici, considerando i valori massimi restituiti dal modello 2D si ottengono franchi minimi ancora superiori al metro (1,16 m) per la piena cinquantennale, e poco inferiori (0,78 m) per quella duecentennale. Considerando come tali valori siano riferiti unicamente al transito del (breve) colmo di piena e a sovralti locali esterni al flusso principale della corrente, si ritiene del tutto adeguato il grado di sicurezza idraulica fornito dalla soluzione in progetto.

NOTA: La geometria indagata con il modello 2D di dettaglio, rappresentata nelle figure precedenti, differisce rispetto alla soluzione finale di progetto per la posizione del saltino di fondo nel canale di valle, che è stato successivamente arretrato di qualche metro (v. disegni forniti in allegato). Tale aspetto tuttavia non incide sulla validità dello studio eseguito, in quanto potrebbe al massimo migliorare le condizioni idrodinamiche nel vascone andando ad abbassare (per effetto di richiamo) il livello idrico che costituisce la condizione di valle per il vascone stesso.

4.3 Analisi idraulica in moto vario

L'analisi condotta con il modello MIKE FLOOD ha la finalità di verificare l'entità delle esondazioni residue, che possono costituire elemento di pericolosità idraulica per il territorio.

Per quanto riguarda il modello monodimensionale dell'alveo, esso è il medesimo già descritto nel capitolo 4.1, anche in termini di condizioni al contorno, con la sola eccezione degli input di portata, non più costanti ma con idrogrammi variabili nel tempo come rappresentato in Figura 15 e Figura 16 (capitolo 3.5).

Il modello bidimensionale descrittivo delle aree esterne al rio è il medesimo già utilizzato per le simulazioni eseguite negli studi pregressi (per ogni dettaglio si rimanda all'elaborato 3208-01-00100), rappresentativo delle condizioni di stato attuale e derivato dalla base LiDAR acquisita dal Ministero dell'Ambiente, integrata con le aree che sono state oggetto di rilievo celerimetrico di dettaglio da parte di chi scrive. La dimensione delle celle del modello è pari a 1,0 m.

Per TR=50 anni non si verifica alcuna esondazione (livelli sempre contenuti dalle sponde del rio), per cui le aree allagate sono nulle e i profili di piena in alveo sono i medesimi già descritti al capitolo 4.1.

La Figura 26 mostra invece l'andamento dei massimi livelli idrici e della massima portata (linea rossa) defluente in alveo per TR=200 anni nella simulazione di moto vario.

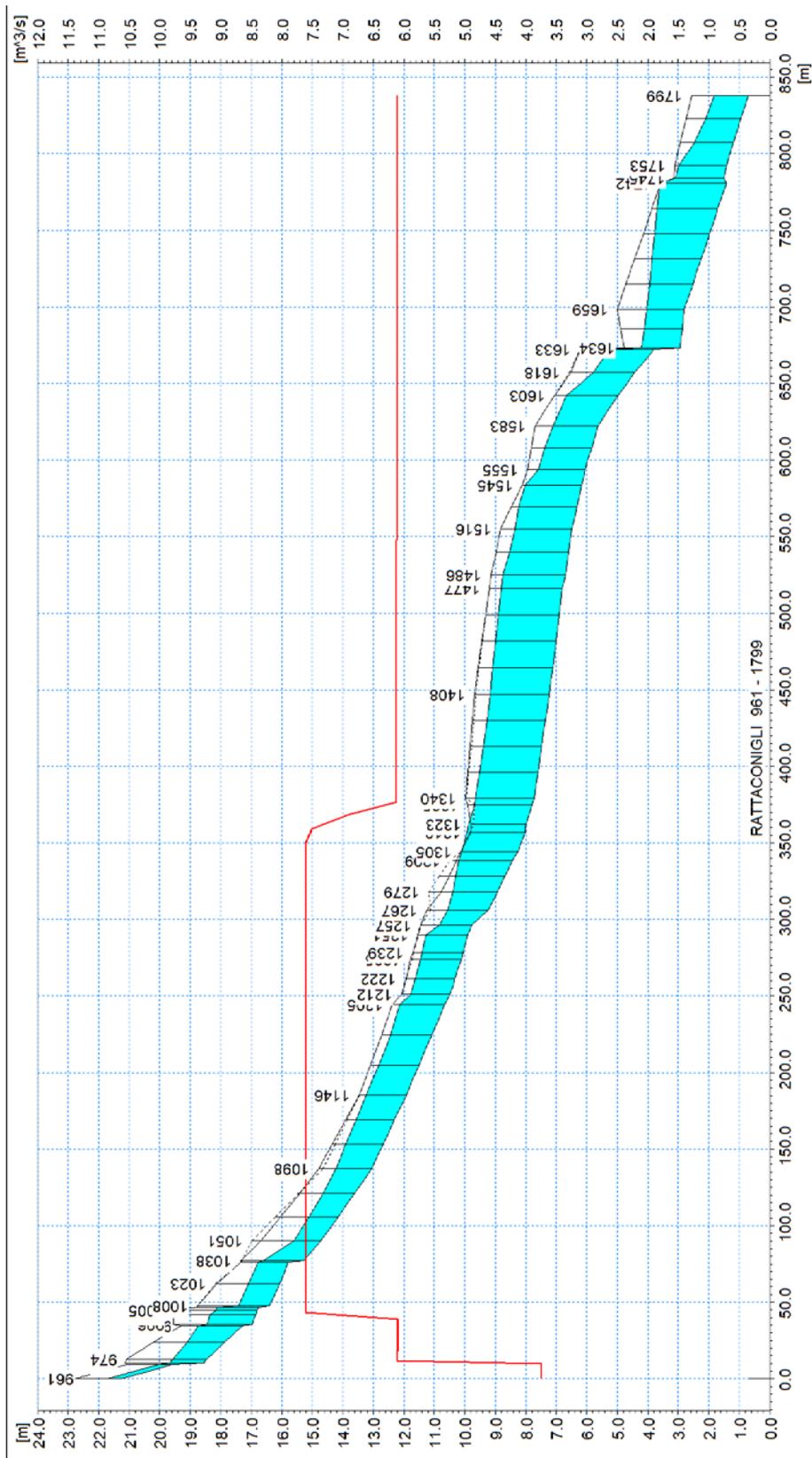


Figura 26 - Profilo idrico in moto vario per TR=200 anni (massimi livelli, massima portata).

Si osserva come in corrispondenza del tratto a valle delle due curve a 90°, per il quale si era evidenziato il sormonto delle sponde, si verifichi una fuoriuscita di portata pari a circa 1,5 m³/s (valore residuo di 6,11 m³/s nell'alveo a valle, dove risulta sempre contenuto dalle sponde – tranne in corrispondenza del sottopasso ferroviario in prossimità della foce).

In Figura 27 e Figura 28 si fornisce una rappresentazione della propagazione di questa fuoriuscita di portata sul piano campagna in entrambe le sponde, in termini di distribuzione delle massime altezze d'acqua e delle massime velocità rilevate nel corso dell'evento.

Per la migliore rappresentazione delle dinamiche di sfioro sono state aggiunte 4 sezioni (di geometria interpolata) all'interno del modello, tra le progressive 1308 e 1340. Nel tratto in esame infatti sono presenti alcuni fabbricati con parete addossata alla sponda del canale, che limitano le fuoriuscite, dei quali si è cercato di tenere conto assegnando con maggiore dettaglio spaziale i link di MIKE FLOOD; le sezioni aggiunte non modificano il comportamento idrodinamico del tratto.

Si evidenzia tuttavia come nel tratto considerato non si disponga di un rilievo celerimetrico di dettaglio né delle quote di ritenuta spondali, né dei fabbricati posti in prossimità delle sponde, per cui la rappresentazione di esondazione fornita nelle immagini che seguono sia da ritenersi adeguata per le finalità (e alla scala) del presente studio; non si può escludere la presenza di imprecisioni locali nella direzione dei flussi.

Con riferimento alla perimetrazione di fasce fluviali definita dalla DDR n.194/2017 (rif. Figura 3) si osserva come le aree oggetto di allagamento per l'evento duecentennale, definite nelle figure che seguono:

- in sponda sinistra interessino unicamente un'area decisamente più a valle del sito di intervento, abbiano estensione assai ridotta rispetto a quelle di stato attuale definite nello studio 3208-01-00100, e risultino interamente ricomprese nella perimetrazione di fascia B della citata DDR;
- in sponda destra, analogamente, risulta completamente esterna agli allagamenti tutta la porzione Nord dell'area indagata (fino all'altezza del tratto delle due curve a 90°); più a valle la fuoriuscita di portata tende a incanalarsi lungo le medesime vie di flusso in cui confluivano le acque anche allo stato attuale, determinando un *pattern* di allagamento del tutto equivalente a quello considerato per la definizione delle fasce nella citata DDR, ma di più ridotta estensione e intensità (cfr. anche Figura 1).

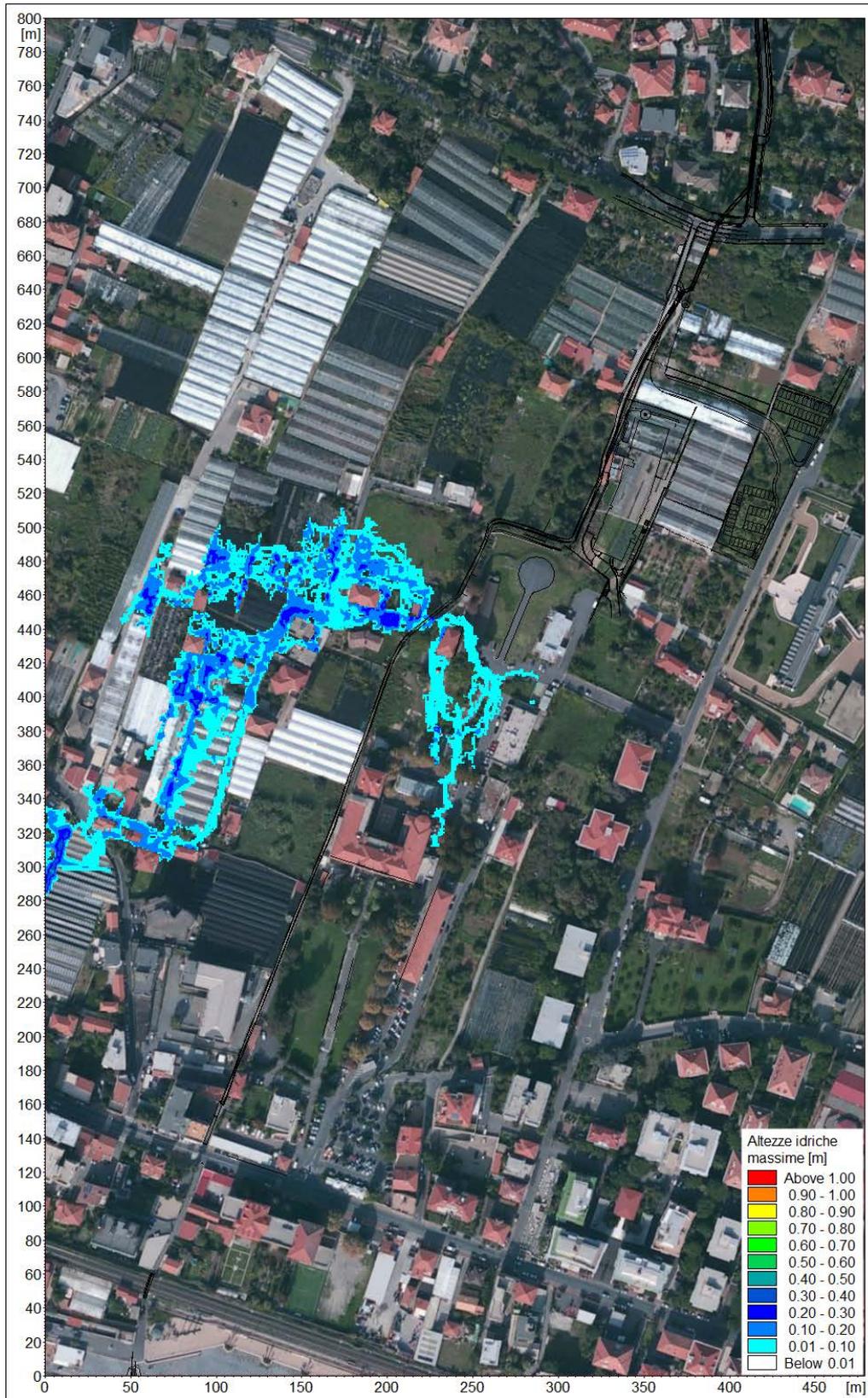


Figura 27 - Tiranti idrici massimi per TR=200 anni.

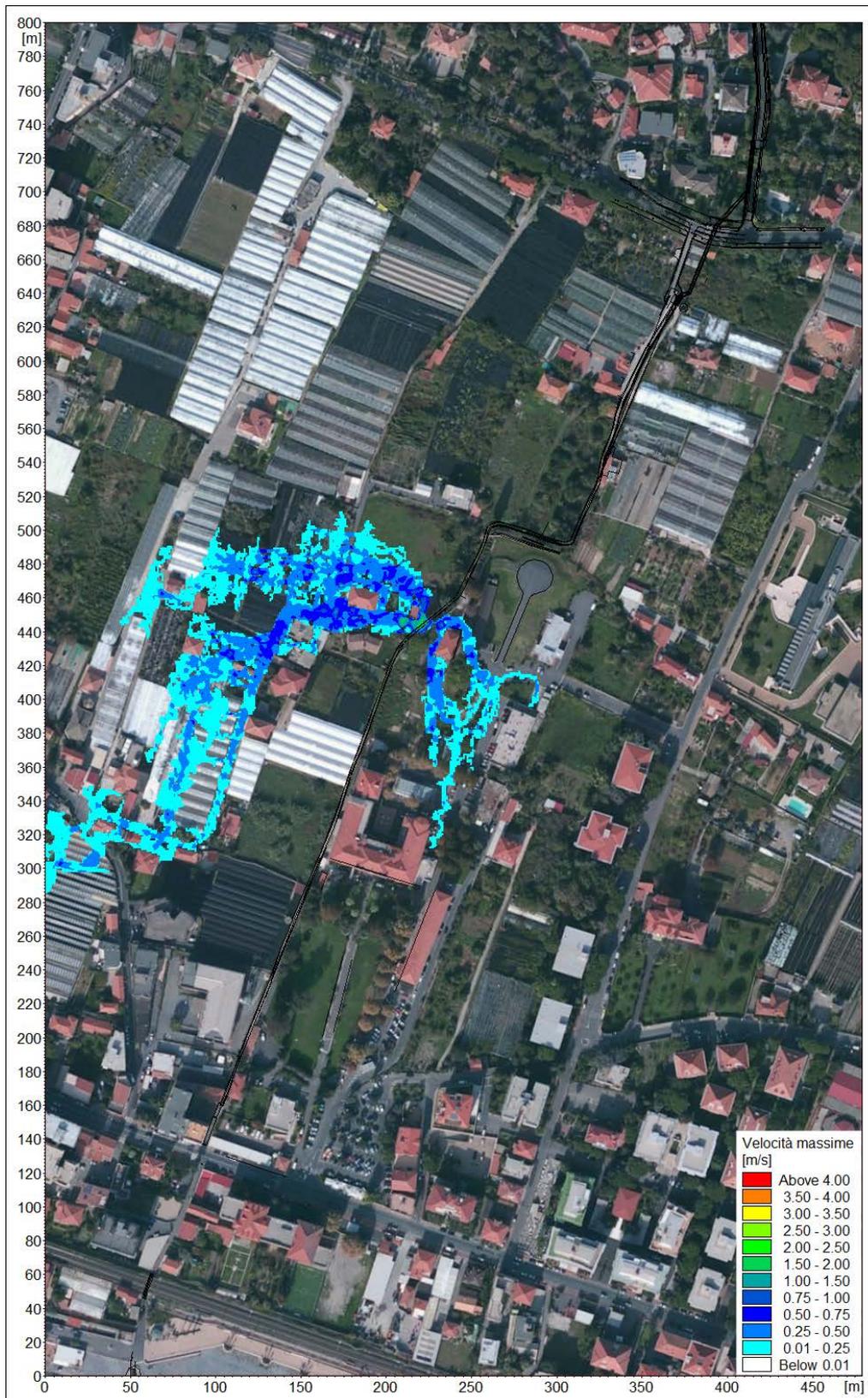
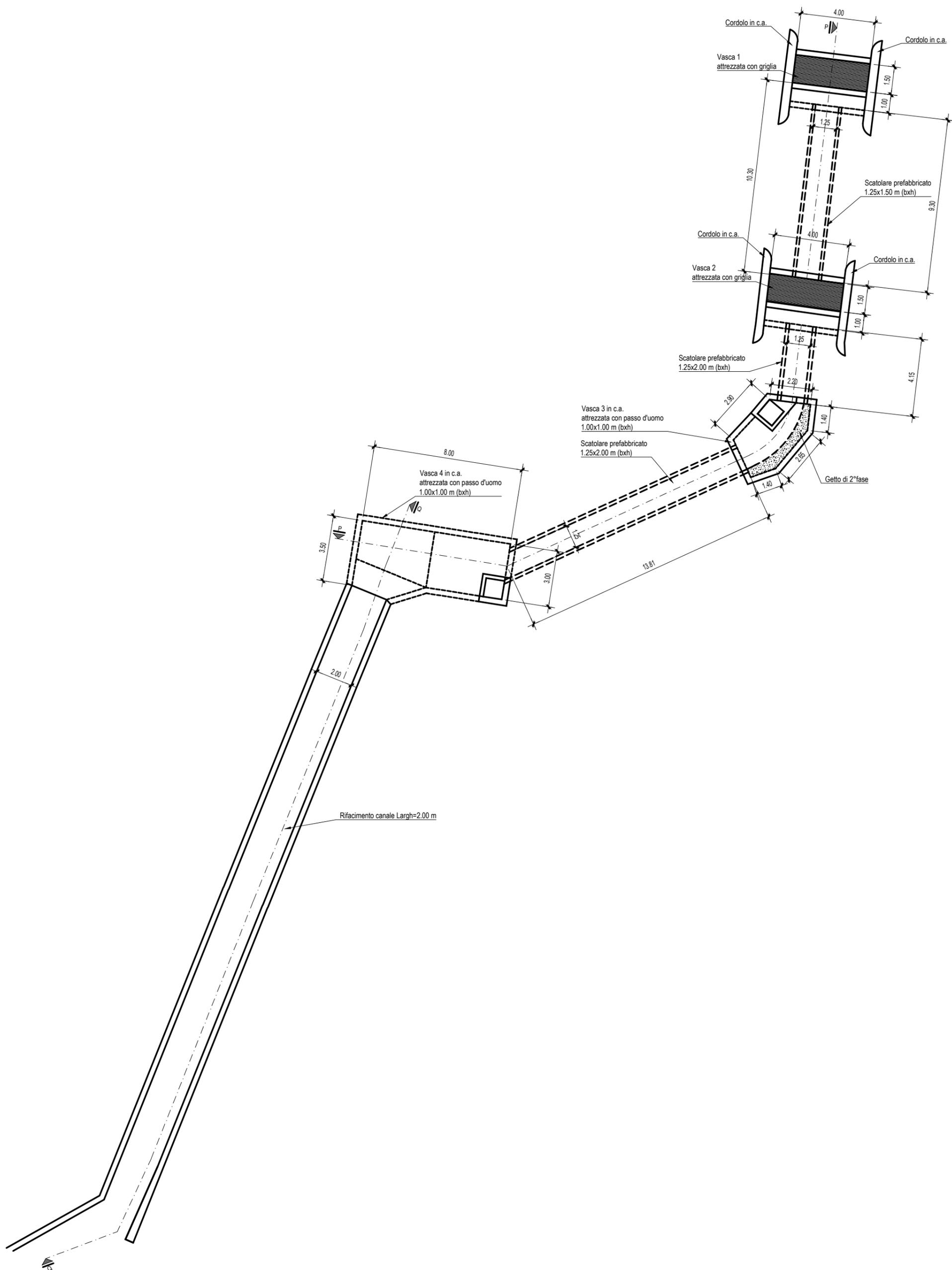


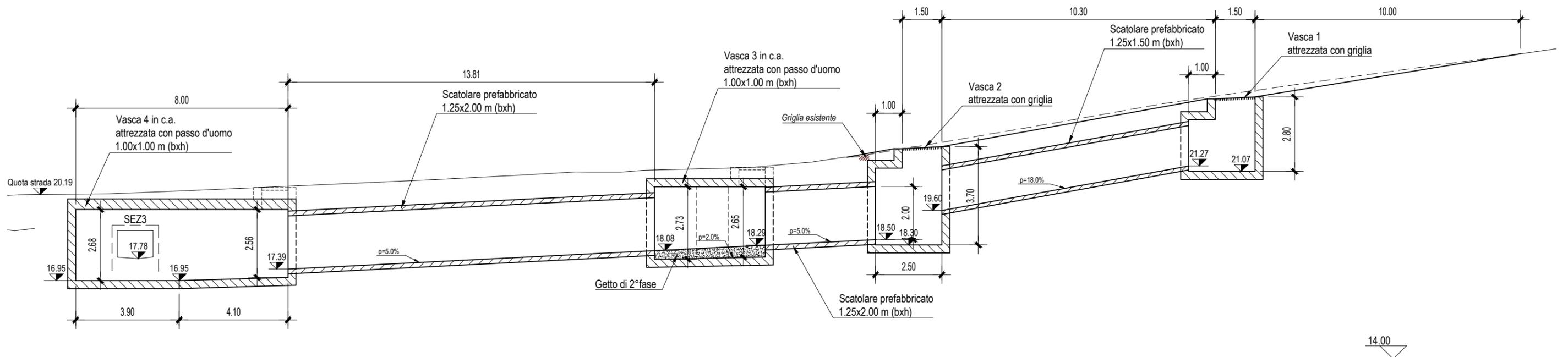
Figura 28 - Velocità massime per TR=200 anni.

ALLEGATO 1 - Schemi grafici della soluzione di progetto

PLANIMETRIA DI PROGETTO



PROFILO LONGITUDINALE
P-P



PROFILO LONGITUDINALE
Q-Q

