



Città della Spezia
Medaglia d'oro al Merito Civile
Medaglia d'argento al Valor Militare

Studio idrologico e idraulico per la definizione delle fasce di esondazione dei principali torrenti, fossi e canali ricadenti nel Comune della Spezia

Aggiornamento e integrazione con definizione di possibili interventi di mitigazione del rischio idraulico relativi ad alcune specifiche criticità puntuali



Relazione idraulica e di analisi della pericolosità

Bacino 13: Rio Pianello

Bacino 14: Canale del Netto


ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI GENOVA
A1721 Dott. Ing. Luca Aldo Remo Dutto

3636 - 0 4 - 0 1 0 0 0 . DOC 3.10

Hydrodata S.p.A.
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

00	LUG. 21	R. LUCHI	L. DUTTO	L. DUTTO	
REV.	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZAZIONE	MODIFICHE

INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	STATO DI RISCHIO DA PIANIFICAZIONE IDRAULICA VIGENTE	4
3.	ALLESTIMENTO DEI MODELLI NUMERICI	4
3.1	Approccio metodologico modellistico	5
3.2	Schema del modello	6
3.2.1	Modello MIKE11	6
3.2.2	Modello MIKE21	9
4.	CONDIZIONI AL CONTORNO	11
4.1	Rio Pianello	14
4.2	Canale del Netto	14
5.	RISULTATI	15
5.1	Risultati delle simulazioni: Rio Pianello	15
5.1.1	Scenario TR50 (tempo di ritorno 50 anni)	15
5.1.2	Scenario TR200 (tempo di ritorno 200 anni)	24
5.1.3	Scenario TR500 (tempo di ritorno 500 anni)	30
5.1.4	Analisi dei franchi idraulici sui manufatti interferenti	36
5.2	Risultati delle simulazioni: Canale del Netto	37
5.2.1	Scenario TR50 (tempo di ritorno 50 anni)	37
5.2.2	Scenario TR200 (tempo di ritorno 200 anni)	46
5.2.3	Scenario TR500 (tempo di ritorno 500 anni)	50
5.2.4	Analisi dei franchi idraulici sui manufatti interferenti	53
6.	ANALISI DEI RISULTATI E PROPOSTA DI MODIFICA DELLE FASCE DI PERICOLOSITÀ	54

ALLEGATO 1 – Descrizione del codice di calcolo MIKE11 - HD

ALLEGATO 2 – Descrizione del codice di calcolo MIKE21 - HD

ALLEGATO 3 – Sezioni trasversali inserite nel modello idraulico, con indicato il livello massimo di piena duecentennale

1. PREMESSA

Il Comune della Spezia ha affidato nel maggio 2019 all'Associazione Temporanea di Imprese (nel seguito ATI) tra Hydrodata S.p.A. (capogruppo mandataria) e ART Ambiente Risorse e Territorio S.r.l. (mandante) il servizio di *redazione di uno studio idrologico e idraulico per la definizione delle fasce di esondazione dei principali torrenti, fossi e canali ricadenti nel Comune della Spezia, con particolare riferimento all'area del levante cittadino, a supporto delle attività di protezione civile e del Piano Urbanistico Comunale* (CIG 7515291652 - CUP G44C18000080001).

A seguito della consegna dello studio (dicembre 2019) e del successivo iter di revisione, è emersa l'opportunità di aggiornare l'analisi di stato attuale per alcuni corpi idrici in relazione alla disponibilità di nuove informazioni e rilievi di dettaglio, oltre a predisporre una proposta di nuova perimetrazione delle fasce di pericolosità idraulica sull'area di studio. In relazione al generale ampliamento di queste ultime rispetto a quanto precedentemente perimetrato nel Piano di Bacino vigente, a causa delle analisi condotte su tratti di reticolo idrografico precedentemente non studiati dal punto di vista dell'assetto idraulico, è apparso inoltre opportuno identificare già da subito possibili interventi di mitigazione del rischio idraulico relativi a specifiche criticità puntuali.

È stato dunque conferito incarico dal Comune alla scrivente Hydrodata S.p.A. (CIG ZC92FB886 – CUP G44C18000080001) per il presente studio integrativo con le finalità sopra descritte.

Per omogeneità e semplicità di consultazione si è provveduto a una riemissione completa dello studio pregresso, anche nelle parti che non hanno subito modifiche; il presente aggiornamento sostituisce quindi integralmente lo studio pregresso.

Tale studio è strutturato in 4 fasi operative principali:

1. caratterizzazione dell'assetto attuale dei corsi d'acqua;
2. analisi idrologica;
3. analisi idrauliche e definizione delle fasce di esondabilità attuali;
4. sintesi dello studio e indicazione di possibili interventi per la mitigazione del rischio.

Il presente documento, relativo alla fase 3, descrive l'assetto idraulico di stato attuale e l'estensione delle aree di possibile esondazione delle portate di piena di riferimento per i seguenti bacini (cfr. relazione 3636-02-00100, *Caratterizzazione dell'assetto attuale dei corsi d'acqua*, per l'inquadramento dei corpi idrici in studio e la relativa numerazione):

- 13: Rio Pianello;
- 14: Canale del Netto.

Nei capitoli che seguono si descrivono le attività svolte e i risultati ottenuti per la rappresentazione delle dinamiche di propagazione degli eventi di piena nei bacini considerati, mediante allestimento di modellistica numerica con schema bidimensionale.

In funzione delle aree di esondazione risultanti dall'analisi idraulica è stata tracciata una proposta di ripermimetrazione delle fasce di pericolosità idraulica A, B e C (rispettivamente pericolosità molto elevata, media e bassa) come definite all'art.12, comma 2 delle Norme di Attuazione (NTA) del vigente Piano di Bacino.

Contestualmente sono stati anche definiti gli ambiti normativi di fascia B, con riferimento alle *aree individuate a minor pericolosità in relazione a modesti tiranti idrici e a ridotte velocità di scorrimento* di cui all'art. 15 delle NTA, delimitando in particolare gli ambiti "B0" e "BB" ai sensi della DGR 91/2013, aggiornamento normativo della precedente DGR 250/2005.

Le fasce così definite sono restituite su base cartografica in scala 1:2.500 nell'elaborato grafico annesso 3636-04-01100.

Si evidenzia come nel presente studio le analisi idrodinamiche per la definizione delle aree potenzialmente esondabili siano state condotte a scala di intero ambito idrografico (ambito 20 – Golfo della Spezia).

Pertanto, nonostante l'approccio scrupoloso, l'elevato dettaglio spaziale della modellistica e l'attenzione posta nella corretta ricostruzione della geometria dei corsi d'acqua, particolarmente per gli elementi individuati come maggiormente critici nell'ambito dei sopralluoghi eseguiti, per l'allestimento dei modelli idraulici si è necessariamente fatto riferimento a basi topografiche estese sull'intero territorio, prevalentemente il DTM da rilievo LiDAR del MATTM per la descrizione delle aree esterne all'alveo inciso, e a documentazione pregressa (studi precedenti, disegni di progetto anche "storici") per la ricostruzione dei tratti di accesso difficoltoso o non possibile (prevalentemente tombature, ma anche alcuni tratti ubicati in aree industriali, portuali, ferroviarie, ecc.). Si rimanda all'elaborato 3636-02-00100 per la descrizione della documentazione acquisita e utilizzata per ciascun corso d'acqua.

Il DTM LiDAR in particolare è riferibile all'assetto del territorio degli anni 2007-2008; esso è stato aggiornato nella batimetria dei modelli per alcune aree direttamente interferenti o limitrofe agli alvei dei corpi idrici in esame, sulla base di disegni di progetto e/o rilievi in campo, ma nelle spesso ampie aree di propagazione delle esondazioni potrebbero sussistere delle (limitate) discrepanze tra il modello del terreno e lo stato effettivo attuale dei luoghi.

Sulla base della Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000 e della Carta Tecnica Comunale in scala 1:2.000 sono state inserite nel modello le sagome degli edifici o fabbricati esistenti, con alcuni aggiornamenti conseguenti ai sopralluoghi o all'esame di foto aeree recenti. Non si può escludere tuttavia la presenza di eventuali elementi sul territorio non descritti correttamente dal LiDAR (muri, locali variazioni delle quote del piano campagna) che potrebbero parzialmente influenzare le modalità di propagazione dell'esondazione, soprattutto nelle aree in cui le altezze d'acqua si riducono a valori modesti (dell'ordine della decina di cm), peraltro meno significativi dal punto di vista dell'effettiva pericolosità idraulica.

Si precisa tuttavia come la normativa vigente richieda di evitare, per quanto possibile, ripermetrazioni delle aree esondabili che dipendano esclusivamente da fattori urbanistico-edilizi, ossia da opere (quali muretti, recinzioni, manufatti edilizi, ecc.) la cui eventuale modifica non sia direttamente vincolata da espressione di parere idraulici.

Per maggior chiarezza si riporta quanto indicato a tal proposito dalla DGR 16/2007.

"In particolare quando il moto ed il deflusso risulti condizionato da situazioni non rappresentate da opere idrauliche (quali ad esempio allagamento tramite sottopassi, aperture o discontinuità nelle opere esistenti, ovvero presenza di "muretti" o recinzioni, etc.), e pertanto legato a situazioni che possono rivelarsi contingenti, in quanto derivanti da motivi e condizioni di tipo urbanistico-edilizio, deve essere garantito che le ipotesi poste a base dello studio non abbiano a venir meno né siano influenzate e modificate da eventuali interventi antropici, in quanto questi interventi non risultano soggetti a pareri ed autorizzazioni da parte delle autorità idrauliche competenti.

In assenza delle garanzie suddette devono essere assunte perimetrazioni che prendano contemporaneamente in considerazione le diverse ipotesi di dinamica dell'evento di esondazione, attraverso l'involuppo dei diversi possibili scenari di pericolosità idraulica o una loro opportuna combinazione sulla base della loro probabilità di evenienza.

In tal senso vanno evitate, di norma, ripermetrazioni che dipendono esclusivamente da fattori urbanistico-edilizi.

Le fasce di inondabilità sono infatti delle zone a valenza normativa derivanti dalle aree inondabili e non possono presentare morfologie a "isola" in corrispondenza di manufatti edilizi o blocchi di manufatti o interi isolati. A meno che tale morfologia non risulti suffragata da particolari conformazioni topografiche, evidenziate dalla planimetria e dai transetti, tale morfologia non è consentita anche qualora la tipologia e conformazione degli edifici, dei blocchi o degli isolati li renda protetti da barriere impermeabili.

Le eventuali protezioni edilizie corrispondono, infatti, non ad una "messa in sicurezza" areale della zone, ma piuttosto ad accorgimenti tecnico-costruttivi, attivabili nelle zone a rischio, al fine di proteggere passivamente gli insediamenti dagli allagamenti e di non aumentare il rischio attuale. Proprio perché tali interventi non rappresentano opere idrauliche con obbligo di controllo e manutenzione, né sono soggetti a polizia idraulica né sono di proprietà demaniale, essi non sono soggetti ad alcuna autorizzazione di tipo idraulico in occasione di modifiche degli elementi edilizi in questione. Di conseguenza, le aree protette da strumenti di difesa passiva a scala locale non possono essere tenuti in considerazione ai fini della perimetrazione delle aree a pericolosità idraulica di cui si tratta".

Nel presente studio, visto l'elevato grado di antropizzazione delle aree esterne ai corsi d'acqua e dei corsi d'acqua stessi, per la rappresentazione delle aree allagabili si è ritenuto opportuno tenere in considerazione alcuni elementi fisici di particolare rilevanza, quali ad esempio muri di cinta continui in calcestruzzo o in pietra di rilevante altezza, talora costituenti per lunghi tratti la sponda di un corpo idrico, considerando però alla stregua di "varchi" completamente aperti eventuali cancellate o vie di accesso, per quanto chiusi da portoni o pannelli amovibili. Sono invece stati generalmente trascurati gli elementi di rilevanza secondaria (muretti, marciapiedi, recinzioni, ecc.).

In conclusione, i risultati del presente studio, esposti nel seguito del documento, costituiscono un aggiornamento e affinamento di maggior dettaglio delle valutazioni di pericolosità idraulica contenute nel vigente Piano di Bacino, e potranno fungere da base per la ridefinizione delle stesse alla scala territoriale d'ambito, a supporto delle attività di protezione civile e del Piano Urbanistico Comunale.

Per quanto sopra osservato, non si può tuttavia escludere la possibilità di ulteriori affinamenti/aggiustamenti a scala locale a seguito di studi di maggiore dettaglio, congruentemente con quanto previsto dalle Norme di Piano all'art. 15, comma 7bis. Tali studi dovranno ottemperare a quanto indicato dalla DGR n. 16/2007 (allegato 2); per il caso specifico si evidenzia come essi dovranno soddisfare i seguenti requisiti minimi:

- basarsi su un rilievo topografico celerimetrico (piano quotato) in grado di descrivere in dettaglio l'effettiva morfologia del territorio, che come detto potrebbe differire localmente dal DTM LiDAR adottato nel presente studio;
- adottare una schematizzazione idraulica di tipo bidimensionale per la valutazione della propagazione delle portate di esondazione sulle aree esterne all'alveo inciso;
- fare riferimento a valori di portata congruenti con l'analisi idrologica presentata nel presente studio, o svilupparne un ulteriore aggiornamento sulla base di nuovi dati.

Approfondimenti potenzialmente meritevoli di nuove analisi idrauliche per verificare l'eventuale necessità di un affinamento della perimetrazione possono essere costituiti dal rilievo, videoispezione o comunque dalla definizione su base certa della geometria di tratti di corso d'acqua risultati inaccessibili per il presente studio, e ricostruiti per le finalità di quest'ultimo sulla base del DTM LiDAR o di documentazione pregressa. L'eventuale diversa definizione del tracciato di tratti tombati potrebbe modificare anche la ripartizione di aree di bacino contribuente tra diversi rami di uno stesso corso d'acqua.

In virtù delle analisi svolte tuttavia si ritiene che gli eventuali studi di cui sopra non possano apportare modifiche macroscopiche alla caratterizzazione dell'assetto di vulnerabilità idraulica derivante dal presente studio, da ritenersi affidabile per l'impostazione della pianificazione territoriale a livello comunale.

2. STATO DI RISCHIO DA PIANIFICAZIONE IDRAULICA VIGENTE

Nel vigente Piano di Bacino (PdB) non sono fornite perimetrazioni di pericolosità idraulica relative ai corsi d'acqua in esame.

Per quanto riguarda il solo Canale del Netto sono esposti nel PdB i risultati della verifica puntuale dell'idoneità idraulica dell'attraversamento della S.S.530 (via Fieschi), che risulta non adeguato per la piena cinquantennale (Figura 1, estratto dalla cartografia di Piano: *Carta delle fasce di inondabilità, tavola 2 di 6*).

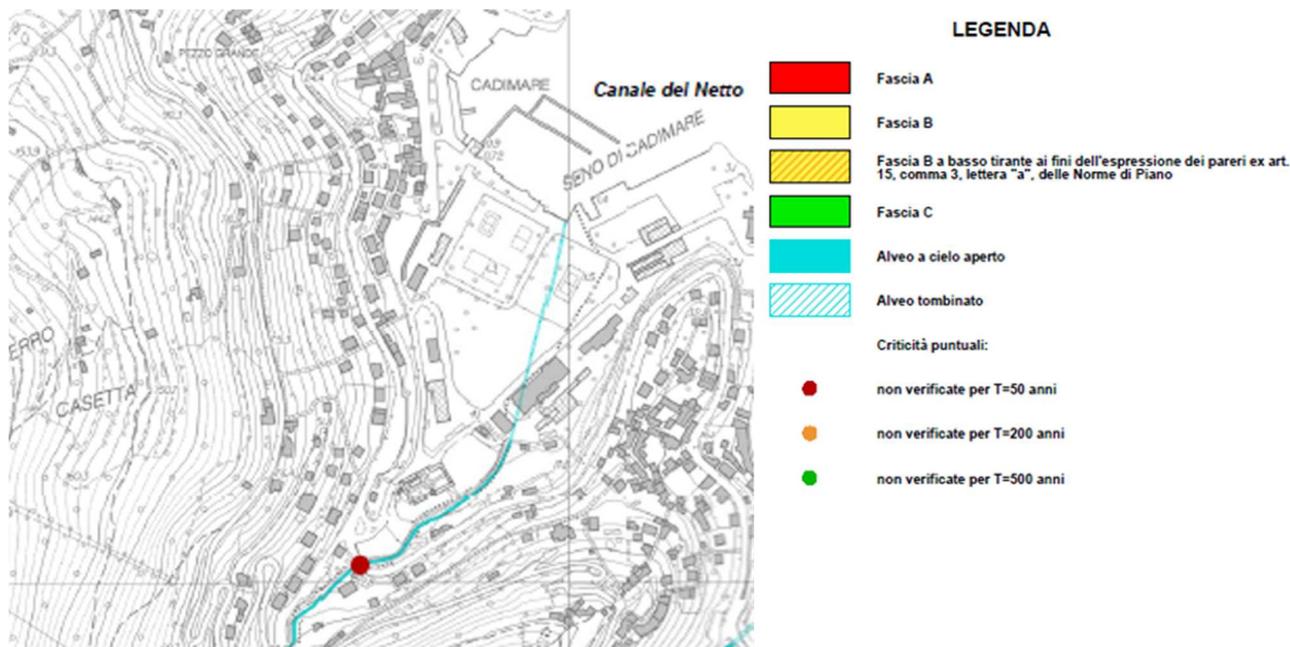


Figura 1 – Aree di pericolosità idraulica da Piano di Bacino vigente, Canale del Netto.

3. ALLESTIMENTO DEI MODELLI NUMERICI

Le analisi idrauliche per la caratterizzazione dell'idrodinamica di piena dei corsi d'acqua in esame (Netto, Pianello) sono state condotte mediante la messa a punto e applicazione di modelli numerici idrodinamici bidimensionali in moto vario, dinamicamente accoppiati a modelli monodimensionali descrittivi del deflusso all'interno dell'alveo inciso.

Per descrivere la morfologia del terreno nelle aree di esondazione e propagazione dell'onda di piena è stato utilizzato il modello digitale del terreno (DTM) da volo LiDAR acquisito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare.

Al fine della caratterizzazione geometrica dell'alveo inciso e delle opere di attraversamento / tombature presenti sono state integrate le informazioni geometriche derivanti dal DTM citato, dai rilievi in campo eseguiti per il presente studio, dalle indicazioni geometriche riportate nel PdB e dalla documentazione relativa a studi o progetti pregressi che è stato possibile acquisire, come meglio descritto nell'elaborato 3636-02-00100, al quale si rimanda per maggiori dettagli.

In particolare si è fatto riferimento alla documentazione fornita dalla Regione – Settore Difesa del Suolo per la ricostruzione della geometria del tratto terminale tombato del Canale del Netto e del tratto coperto del rio Pianello in prossimità di viale Fieschi.

3.1 Approccio metodologico modellistico

A partire dalle informazioni topografiche precedentemente citate è stato allestito un modello numerico idraulico utilizzato per l'analisi di stato attuale delle dinamiche di propagazione della piena nell'area oggetto di studio.

In particolare è stato utilizzato il codice di calcolo MIKE Flood del DHI, che combina l'approccio monodimensionale e quello bidimensionale, eseguendo simulazioni condotte per diversi tempi di ritorno (50, 200 e 500 anni), con riferimento agli idrogrammi di piena di progetto definiti nell'ambito dell'analisi idrologica (v. elaborato 3636-03-00100).

MIKE Flood è uno strumento modellistico integrato che permette di accoppiare in maniera dinamica, attraverso un'interfaccia utente grafica, il codice monodimensionale MIKE11 e quello bidimensionale MIKE21 (per una descrizione sintetica dei codici si vedano rispettivamente ALLEGATO 1 e ALLEGATO 2). Esso consente di sfruttare al massimo le potenzialità di MIKE11 e di MIKE21, 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: MIKE11 per la simulazione monodimensionale di tratti di alveo incisi e per il deflusso idrodinamico attraverso ponti, tombini, salti di fondo, ecc; MIKE21 per il deflusso nelle aree golenali o di esondazione e di invaso coperte dal DTM (modello digitale del terreno).

MIKE Flood è caratterizzato dal fatto che MIKE11 e MIKE21 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 MIKE21 bidimensionale per la rappresentazione delle aree allagabili esterne alle aree fluviali;
- modello MIKE11 monodimensionale dell'alveo inciso dei corsi d'acqua;
- connessione dinamica dei modelli MIKE21 e MIKE11.

Le restituzioni dei risultati ottenuti con i diversi modelli allestiti, presentate nei capitoli che seguono, 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 simulato.

In allegato si fornisce rappresentazione di tutte le sezioni implementate nel modello monodimensionale, con indicazione del massimo livello di piena risultante per l'evento di piena associato a TR=200 anni.

3.2 Schema del modello

3.2.1 Modello MIKE11

Il modello monodimensionale schematizzato nel codice MIKE11 HD (modulo idrodinamico) è costituito da due rami distinti che rappresentano la geometria del Rio Pianello e quella del Canale del Netto nella loro parte incisa.

La geometria del Rio Pianello è descritta da 27 sezioni trasversali e si estende per un tratto di circa 526 m fino allo sbocco a mare nel Golfo di La Spezia (SEZ_27). Il Canale del Netto si estende per circa 903 m fino allo sbocco a mare (SEZ_27) ed è descritto da 27 sezioni. Per aumentare il dettaglio della rappresentazione idrodinamica, le sezioni sono state infittite tramite interpolazione.

Il modello è stato esteso più a valle dell'area di diretto interesse per evitare che le modalità di assegnazione delle condizioni al contorno potessero influenzare i risultati ottenuti. Sono state introdotte in particolare due sezioni fittizie di geometria rettangolare larga per estendere di un centinaio di metri il modello a valle dello sbocco a mare su entrambi i rami.

In Figura 2 e Tabella 1 si riporta l'estensione del modello (traccia dell'asse e delle sezioni utilizzate) su base foto aerea recente (2018, Google), in coordinate UTM 32 WGS84, e l'anagrafica delle sezioni trasversali per il Rio Pianello. Le medesime informazioni si trovano in Figura 3 e Tabella 2 per il Canale del Netto. Per le sezioni chiuse di attraversamenti o tombinature nelle tabelle di anagrafica è fornita la quota dell'intradosso del manufatto.

Le sezioni trasversali inserite nel modello sono frutto del confronto e dell'integrazione delle geometrie rilevate durante i sopralluoghi, dalla base dati fornita dal DTM ministeriale (LiDAR) e dagli elaborati dei progetti pregressi precedentemente citati, al fine di rappresentare in maniera più realistica possibile lo stato attuale dell'alveo e delle aree circostanti.

In corrispondenza degli attraversamenti, delle tombinature e dei salti di fondo sono state inserite nel modello specifiche strutture di tipo "culvert" e "weir" che riproducono le reali condizioni di deflusso di tali manufatti in condizioni di moto a pelo libero, a pressione e di sormonto dell'impalcato, calcolando correttamente le perdite di carico che si manifestano. Per la localizzazione e descrizione delle caratteristiche dei manufatti riprodotti nel modello numerico si rimanda alla relazione descrittiva d'insieme (cfr. elaborato 3636-02-00100).

Per il rio Pianello le sezioni d'alveo del tratto di monte derivano dal DTM LiDAR, con l'eccezione dei tratti tombati descritti dagli elaborati degli studi pregressi e dal rilievo delle opere accessibili, mentre le sezioni del tratto di valle, fino all'imbocco della tombinatura sotto via della Marina, derivano da specifico rilievo in campo. La tombinatura terminale è stata assunta con geometria pari a quella di imbocco fino alla foce, non essendo la sezione di sbocco rilevabile in quanto ubicata al di sotto della banchina.

Si precisa come i disegni di consistenza delle opere di copertura di viale Fieschi indichino subito a monte di quest'ultimo una sezione a volta con luce di 1,0 m di cui non si conosce la larghezza, mentre lo sbocco avviene

con una sezione circolare in calcestruzzo di diametro 1,0 m. Nel modello si è assunto cautelativamente per l'intero tratto una sezione circolare di diametro pari a 1 m.

Per quanto riguarda il Canale del Netto le sezioni trasversali d'alveo derivano prevalentemente dal DTM LiDAR, a meno degli attraversamenti rilevati. Il tratto tombato terminale non è accessibile in quanto ubicato in area militare; è stato possibile rilevare l'imbocco della tombinatura e sono noti il tracciato e la sezione di sbocco a mare (di dimensioni inferiori a quella di imbocco). È stato pertanto necessario ricostruire la geometria di questo tratto, ipotizzando un profilo altimetrico coerente con la morfologia del terreno, che presenta un brusco abbassamento di quota all'interno dell'area militare, e una variazione della sezione (da tombino CN_C1 a CN_C2) in corrispondenza di questa discontinuità. Un eventuale affinamento di analisi sarà possibile a seguito della disponibilità di un rilievo topografico del tratto in oggetto.

Negli ultimi 70 m a monte dello sbocco a mare sono state realizzate, a seguito del rifacimento della copertura del tombino (collassata nel corso di un evento idrologico intenso), delle aperture superficiali (caditoie) per consentire la fuoriuscita delle acque sul piazzale e l'alleggerimento delle pressioni nel tratto (cfr. relazione 3636-02-00100). La presenza delle caditoie è stata simulata nel modello attraverso l'introduzione di due brevi tratti a cielo aperto (tra SEZ_23 e SEZ_24 e tra SEZ_25 e SEZ_26).

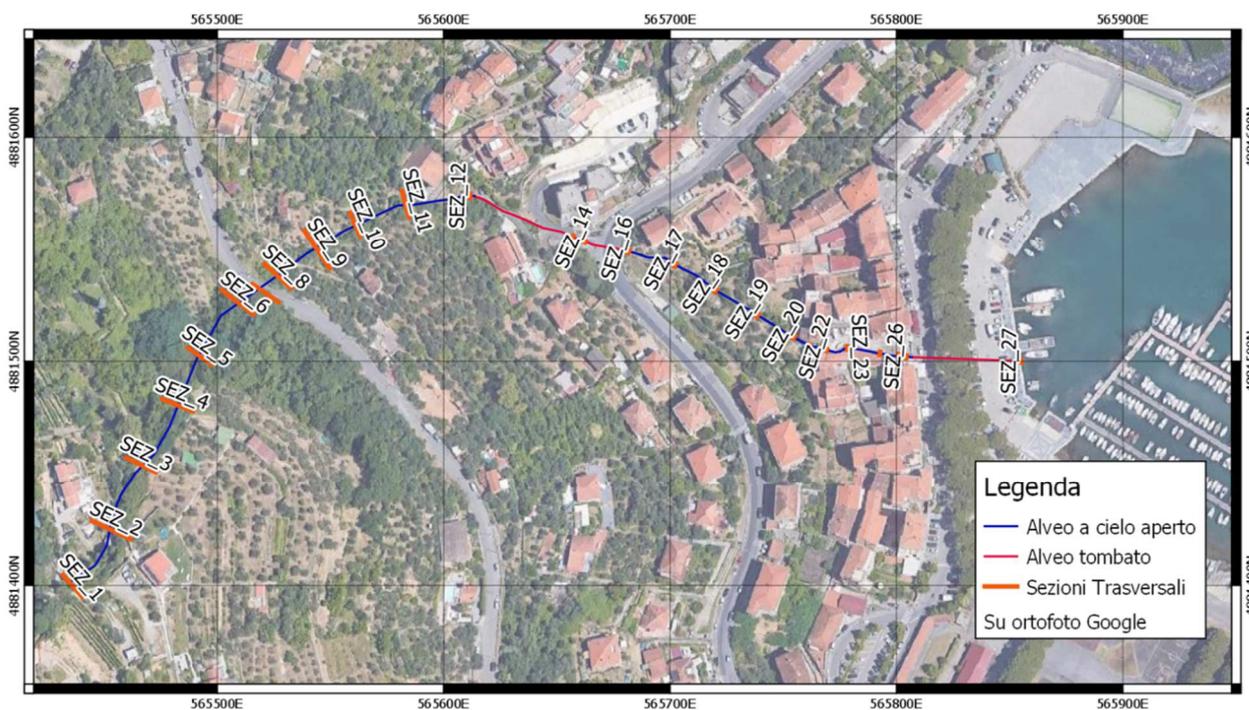


Figura 2 – Network del modello MIKE11 allestito per il Rio Pianello.

Ramo	Descrizione	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Intradosso
			[m]	[m s.m.]	[m s.m.]
Pianello		SEZ_1	0,00	144,39	
Pianello		SEZ_2	31,21	134,81	

Ramo	Descrizione	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Intradosso
			[m]	[m s.m.]	[m s.m.]
Pianello		SEZ_3	63,86	129,87	
Pianello		SEZ_4	95,32	117,11	
Pianello		SEZ_5	119,35	107,92	
Pianello		SEZ_6	149,16	93,05	
Pianello		SEZ_7	160,16	91,46	
Pianello		SEZ_8	170,13	86,26	
Pianello		SEZ_9	191,27	75,95	
Pianello		SEZ_10	211,51	67,94	
Pianello		SEZ_11	235,72	55,92	
Pianello	PN_C1	SEZ_12	264,76	42,47	43,42
Pianello	PN_C1	SEZ_13	314,00	25,02	
Pianello	PN_C1	SEZ_14	320,00	22,93	
Pianello	PN_C1 – Monte salto di fondo	SEZ_15	337,87	22,00	
Pianello	Valle salto di fondo	SEZ_16	339,87	17,35	
Pianello		SEZ_17	361,75	9,96	
Pianello		SEZ_18	383,06	7,00	
Pianello		SEZ_19	404,56	4,60	
Pianello		SEZ_20	423,44	3,39	
Pianello		SEZ_21	431,24	2,70	
Pianello		SEZ_22	439,00	2,23	
Pianello		SEZ_23	448,83	1,94	
Pianello		SEZ_24	463,43	1,33	
Pianello		SEZ_25	471,66	0,89	
Pianello	PN_C2	SEZ_26	475,16	0,80	1,2
Pianello	PN_C2 – Sbocco a mare	SEZ_27	526,07	-0,50	

Tabella 1 – Anagrafica delle sezioni inserite nel modello numerico del Rio Pianello (escludendo quelle interpolate).

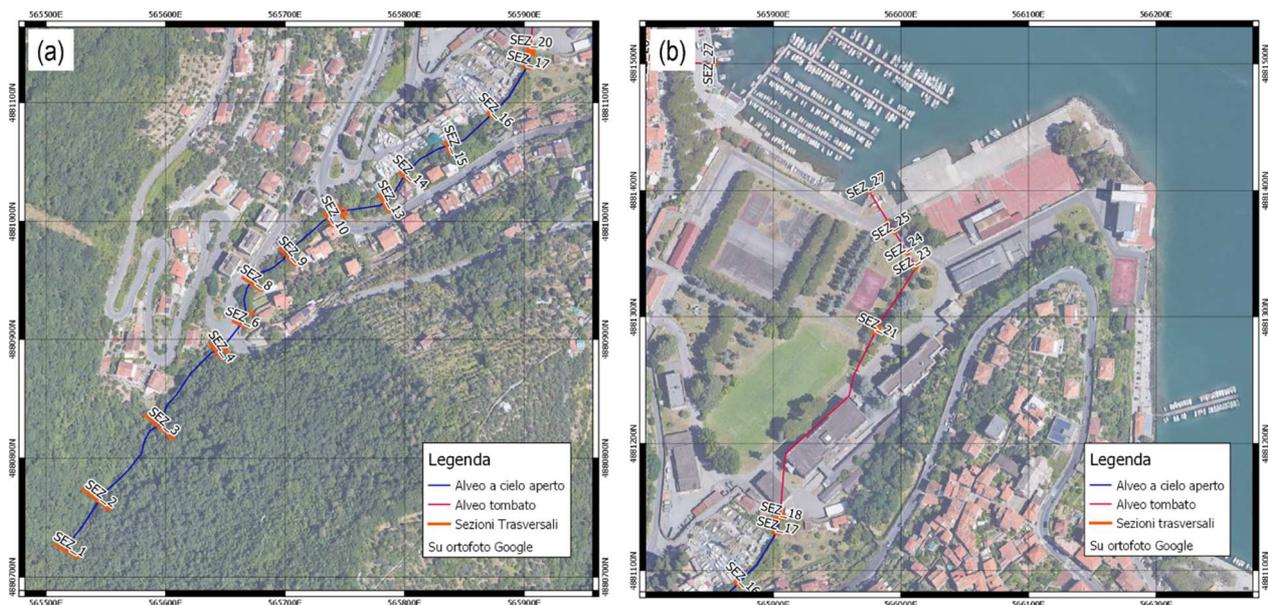


Figura 3 – Network del modello MIKE11 allestito per il Canale del Netto ((a) tratto monte; (b) tratto valle).

Ramo	Descrizione	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Intradosso
			[m]	[m s.m.]	[m s.m.]
Netto		SEZ_1	0,00	69,39	
Netto		SEZ_2	49,87	57,58	
Netto		SEZ_3	132,51	38,07	
Netto		SEZ_4	213,69	25,28	
Netto	Monte ponte CN_P1	SEZ_5	220,16	25,03	27,73
Netto	Valle ponte CN_P1	SEZ_6	244,49	23,90	
Netto		SEZ_7	255,21	22,03	
Netto		SEZ_8	282,49	18,48	
Netto		SEZ_9	321,40	11,14	
Netto	Monte ponte CN_P2	SEZ_10	368,51	9,63	11,63
Netto	Valle ponte CN_P2	SEZ_11	380,86	9,30	
Netto		SEZ_12	385,07	8,98	
Netto		SEZ_13	417,62	8,24	
Netto		SEZ_14	446,32	7,34	
Netto		SEZ_15	491,69	5,64	
Netto		SEZ_16	536,92	5,36	
Netto		SEZ_17	587,62	3,74	
Netto		SEZ_18	599,62	3,30	
Netto		SEZ_19	601,62	3,30	
Netto	CN_C1	SEZ_20	603,62	3,30	4,5
Netto	CN_C1	SEZ_21	772,42	2,00	
Netto	CN_C2	SEZ_22	777,42	0,90	1,66
Netto	CN_C2	SEZ_23	834,00	0,44	
Netto	CN_C2	SEZ_24	846,60	0,33	
Netto	CN_C2	SEZ_25	865,80	0,18	
Netto	CN_C2	SEZ_26	877,20	0,08	
Netto	CN_C2	SEZ_27	903,20	-0,13	

Tabella 2 – Anagrafica delle sezioni inserite nel modello numerico del Canale del Netto (escludendo quelle interpolate).

3.2.2 Modello MIKE21

Come già anticipato, per l'analisi della propagazione della piena dei corsi d'acqua esaminati è stato allestito un modello MIKE Flood che accoppia dinamicamente il modello monodimensionale MIKE11 (descritto nel paragrafo precedente), utilizzato per rappresentare la geometria dell'alveo, con il modello bidimensionale MIKE21 rappresentante le aree esterne di esondazione.

Nel modello bidimensionale alle differenze finite MIKE21 la descrizione geometrica del terreno è rappresentata definendo la quota media del terreno in ogni cella di calcolo. Tale valore è usualmente calcolato mediante tecniche di interpolazione, stabilendo una dimensione di cella a partire dalle basi topografiche disponibili. Nel caso in esame si è utilizzata come base topografica di partenza il modello digitale del terreno da volo LiDAR acquisito dal MATTM, ad una risoluzione spaziale di circa 1,0 x 1,0 m.

La definizione della dimensione del passo spaziale della griglia rettangolare, da utilizzare per la messa a punto del modello, è un passaggio fondamentale nella sua realizzazione ed influenza direttamente i tempi di calcolo e l'accuratezza spaziale della soluzione. Aumentando le dimensioni del passo della griglia diminuiscono i tempi di calcolo, ma diminuisce anche l'accuratezza dei risultati. La scelta deve quindi essere un compromesso tra le due esigenze.

Nel caso in esame la scelta è condizionata dalla necessità di rappresentare con sufficiente dettaglio la geometria delle aree allagabili, delle strade e delle possibili vie di deflusso conseguenti a fenomeni di esondazione. Si è deciso pertanto (come già anticipato) di adottare una griglia di calcolo piuttosto fitta, a maglia 2,0 x 2,0 m, composta da 520 righe e 605 colonne (314.600 punti di calcolo).

Nella Figura 4 è riportata la batimetria (o geometria di input) complessiva del modello, dove è stata inserita la geometria dei fabbricati presenti all'esterno dell'alveo modificando la quota delle celle che ricadono all'interno della loro impronta (per le finalità della modellazione la quota edifici è stata imposta a +3 m rispetto alla quota del terreno sottostante).

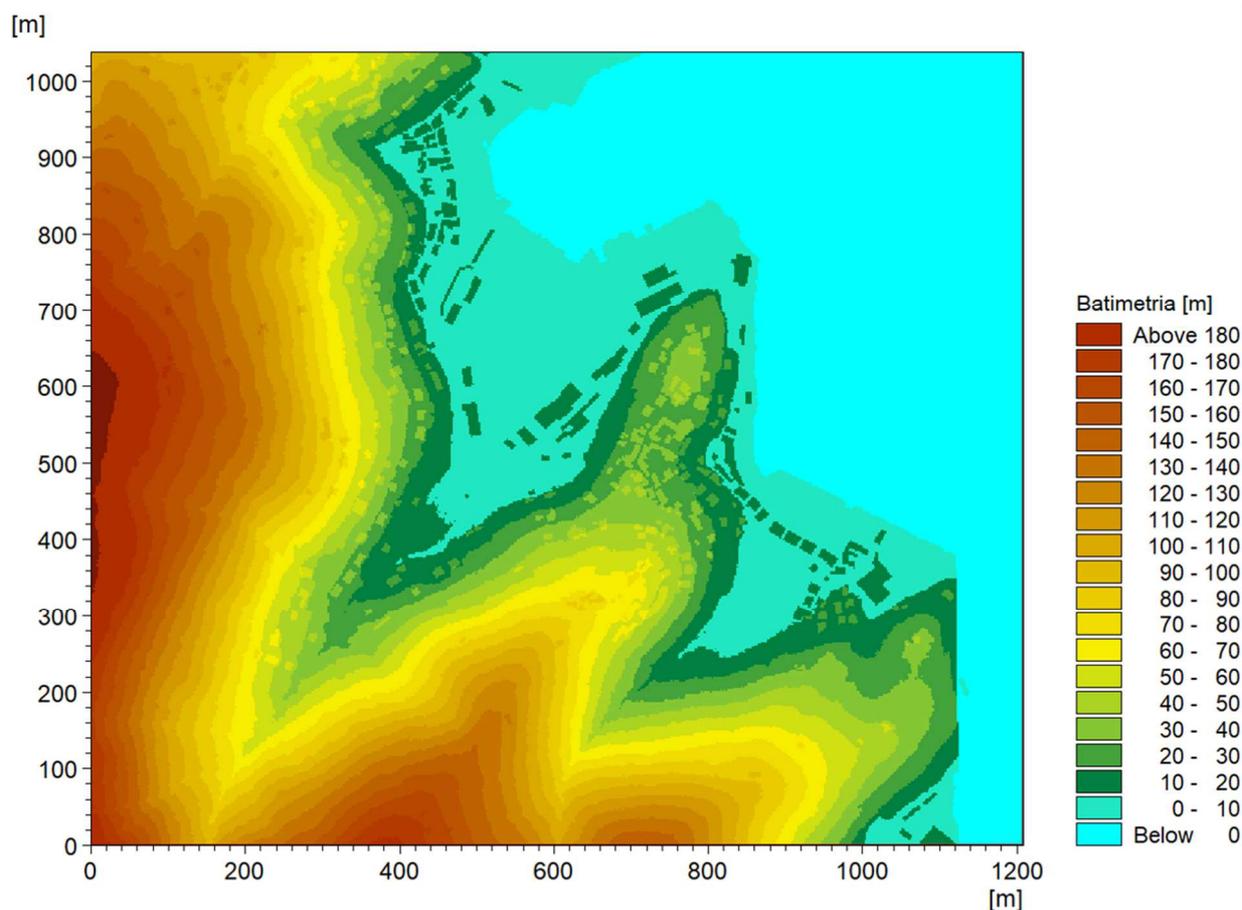


Figura 4 – Batimetria del modello 2D del Rio Pianello e Canale del Netto a maglia 2,0 x 2,0 m (dominio di calcolo complessivo).

Per poter fornire una rappresentazione il più possibile aderente all'effettivo assetto di stato attuale dei luoghi, l'analisi dei fabbricati presenti è stata condotta sulla base della foto aerea più recente disponibile (Google, 2018).

Nella geometria di input del modello sono state inoltre rese inattive le celle ricadenti all'interno dei rami di alveo inciso appartenenti al dominio del modello monodimensionale MIKE11 (il contributo di tali celle al deflusso della piena infatti viene già descritto da quest'ultimo).

4. CONDIZIONI AL CONTORNO

I modelli di simulazione, oltre alla descrizione geometrica, necessitano della definizione delle condizioni al contorno idrodinamiche e di una serie di parametri quali: passo temporale di integrazione del sistema, coefficiente di resistenza distribuita (scabrezza) e coefficiente di viscosità turbolenta ("eddy viscosity").

La scabrezza rappresenta, all'interno delle equazioni di moto, il parametro che regola le perdite di energia distribuite, in primo luogo quelle per attrito sul fondo di scorrimento e sulle sponde dei canali di deflusso. In particolare, la scabrezza applicata ai modelli è stata differenziata tra alveo inciso (e quindi modellazione monodimensionale) e aree golenali (modellazione bidimensionale).

I sopralluoghi effettuati ripercorrendo l'asta dei corsi d'acqua e la documentazione fotografica a disposizione hanno fornito gli elementi necessari per la definizione dei valori di scabrezza da associare al tratto oggetto di studio. Tali valori sono stati definiti considerando in primis le Norme di Attuazione (NTA) del vigente Piano di Bacino (Tabella 3), e successivamente i valori di riferimento indicati in letteratura tecnica (Tabella 4).

In accordo con i valori prescritti dalle NTA (allegato 3) si è adottato per i modelli monodimensionali un valore del coefficiente di scabrezza K_s di Gauckler-Strickler pari a $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ lungo i tratti di alveo naturale e di $45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ lungo i tratti rivestiti in calcestruzzo, coperti (manufatti di attraversamento viario e tombature) o a cielo aperto.

Per quanto riguarda l'area esterna all'alveo, modellata con schema bidimensionale, si è provveduto alla differenziazione su due classi di scabrezza in modo da tenere in considerazione la presenza dei principali elementi che possono influenzare la propagazione della piena: linee di deflusso principali (strade), aree urbane pavimentate e aree vegetate. In particolare alle aree vegetate è stato applicato un coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler di $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, mentre a quelle pavimentate un coefficiente di $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Si precisa a tal proposito come in un modello bidimensionale i coefficienti di scabrezza da considerare risultino normalmente maggiori di circa un 20-30% di quelli comunemente impiegati nei modelli monodimensionali, per tenere conto del fatto che in un modello 2D sono già in tutto, o almeno in gran parte, direttamente considerati nelle equazioni del moto gli effetti di resistenza secondari indotti dalle condizioni di moto non-monodimensionali (moti trasversali e vorticosi, sinuosità dell'alveo), che nel modello 1D sono invece da includere forfettariamente nel coefficiente di scabrezza.

Descrizione corso d'acqua	Coeff. di scabrezza di Gauckler Strickler Ks [m ^{1/3} *s ⁻¹]
Tratti di corso d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo	25 ÷ 30
Corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	30 ÷ 35
Tratti urbanizzati di corso d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato	35 ÷ 40
Corsi d'acqua con fondo ed argini totalmente cementati in ottimo stato ed assenza di manufatti (tubi, cavi, ecc.) o discontinuità interferenti con le acque	40 ÷ 45

Tabella 3 – Coefficienti di scabrezza per l'alveo inciso indicati nelle NTA del vigente Piano di Bacino.

Natura della superficie	Scabrezza omogenea equivalente ε (mm) [mm]	Bazin Y [m ^{1/2}]	Kutter m [m ^{1/2}]	Manning n [m ^{-1/3} *s]	Gauckler Strickler Ks [m ^{1/3} *s ⁻¹]
Pareti di cemento perfettamente liscio. Pareti di legno piallato. Pareti metalliche, senza risalti nei giunti	0,15 ÷ 0,2	0,06	0,12	0,011	100 ÷ 90
Idem, ma con curve	0,2 ÷ 0,4	0,1	0,18	0,012	90 ÷ 85
Pareti di cemento non perfettamente liscio. Muratura di mattoni molto regolare. Pareti metalliche con chiodatura ordinaria	0,4 ÷ 1,0	0,16	0,20 ÷ 0,25	0,013	85 ÷ 75
Pareti di cemento in non perfette condizioni. Muratura ordinaria più o meno accurata. Pareti di legno grezzo, eventualmente con fessure.	2 ÷ 5	0,23 ÷ 0,36	0,35 ÷ 0,55	0,014 ÷ 0,015	70 ÷ 65
Pareti di cemento solo in parte intonacate; qualche deposito sul fondo. Muratura irregolare (o di pietrame). Terra regolarissima senza vegetazione.	8	0,46	0,55 ÷ 0,75	0,018	60
Terra abbastanza regolare. Muratura vecchia, in condizione non buone, con depositi di limo al fondo.	15 ÷ 30	0,60 ÷ 0,85	0,75 ÷ 1,25	0,020 ÷ 0,022	50
Terra con erba sul fondo. Corsi d'acqua naturali regolari.	70	1,30	1,50	0,025	40
Terra in cattive condizioni. Corsi d'acqua naturale con ciottoli e ghiaia.	120 ÷ 200	1,75	2,00	0,030	35
Canali in abbandono con grande vegetazione. Corsi d'acqua con alveo in ghiaia e movimento di materiale sul fondo, oppure scavati in roccia con sporgenze.	300 ÷ 400	2,0 ÷ 2,3	3,00	0,035	30

Tabella 4 – Valori tipici di riferimento da letteratura tecnica dei coefficienti di scabrezza per l'alveo inciso.

Come passo temporale di integrazione è stato necessario utilizzare, per ragioni di stabilità numerica legate al numero di Courant della corrente, un valore pari a 0,1 secondi.

La viscosità turbolenta è legata alla non uniforme distribuzione del campo delle velocità e viene simulata nel modello tramite il coefficiente di eddy viscosity. Nei casi in esame al coefficiente è stato assegnato un valore

costante pari a $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ sull'intera estensione del modello; tale parametro risulta comunque di minore 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 e presenza di ostacoli.

Le condizioni al contorno imposte sono costituite da input di portata a monte e internamente al modello, e da una condizione di valle rappresentata dal livello di mare.

L'analisi idraulica è stata svolta in funzione di tre scenari idrologici caratterizzati da tempo di ritorno di 50, 200 e 500 anni.

Per entrambi i corsi d'acqua, vista la limitata estensione del tratto in studio e la modesta area contribuyente, è stato definito un unico bacino di riferimento chiuso alla foce in mare (sezioni PN-A per il Pianello e CN-A per il Netto), per il quale è stato definito nell'ambito dell'analisi idrologica (v. elaborato 3636-03-00100) il relativo idrogramma di piena. Si riportano in Figura 5 a titolo di esempio gli idrogrammi definiti per il bacino del Pianello.

L'idrogramma di piena riferito alla sezione di foce è stato cautelativamente introdotto come input concentrato nella sezione di monte dei due modelli monodimensionali.

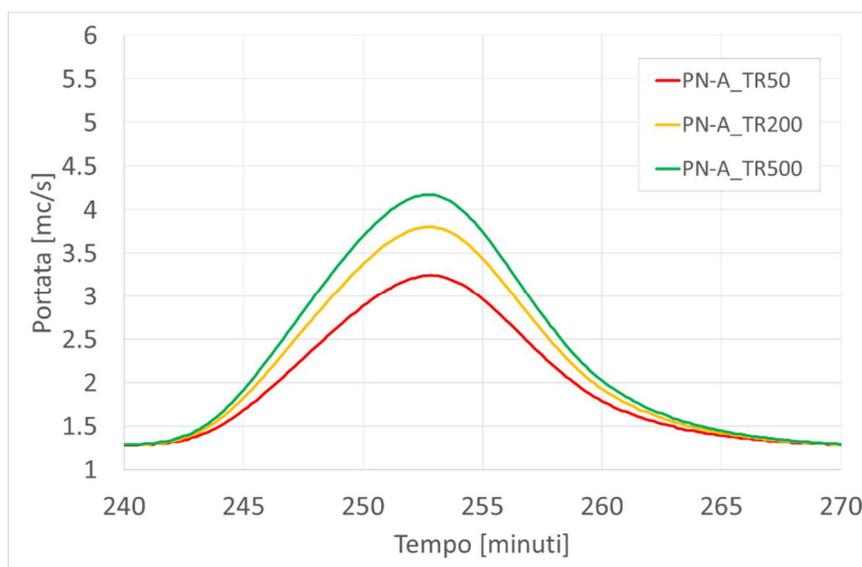


Figura 5 – Idrogrammi dei 3 scenari simulati (TR50, TR200 e TR500) concentrati nella prima sezione (SEZ_1) del Rio Pianello come condizione al contorno di monte.

La condizione idrodinamica di valle dei modelli è costituita dal livello idrico massimo di mare riferibile a un evento di mareggiata con 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 di medio mare all'occorrere di un evento meteomarinico intenso è generalmente dato dalla somma dei 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).

I corsi d'acqua considerati nel presente studio presentano tutti sbocco a mare all'interno del Golfo di La Spezia, protetto all'imbocco da una diga foranea e con morfologia tale da modificare localmente (attutendolo) l'effetto di sovrizzo.

Nella quasi totalità degli studi pregressi acquisiti per le finalità del presente studio, e particolarmente in quelli predisposti per l'Autorità Portuale, è definito un medesimo valore di riferimento per il livello idrico massimo da assumere all'interno del Golfo, che risulta pari a **0,50 m s.m.** Tale valore (assunto costante per tutti i tempi di ritorno indagati) è stato anche adottato, per coerenza, nell'ambito del presente studio.

4.1 Rio Pianello

Per tutti gli scenari simulati con il modello accoppiato 1D+2D sono state assegnate le seguenti condizioni al contorno.

- Condizione al contorno di monte del Rio Pianello (nel modello MIKE11): portate in ingresso nella sezione di monte (SEZ_1) secondo l'idrogramma di riferimento specifico di ogni scenario simulato (differente per ogni tempo di ritorno TR50, TR200 e TR500) del bacino afferente a monte (PN_A); Le portate al colmo per i diversi tempi di ritorno valgono rispettivamente 3,25 m³/s, 3,81 m³/s, 4,17 m³/s.
- Condizione al contorno di valle del Rio Pianello (nel modello MIKE11): livello idrico costante (mare) pari a 0,50 m s.m.
- Condizioni al contorno "interne" di collegamento tra i due modelli MIKE11 e MIKE21: in corrispondenza di tutte le celle lungo la sponda destra e sinistra dei tratti scoperti del Rio Pianello vengono applicate le equazioni tipiche dello stramazzo a larga soglia con le quote di sfioro pari ai valori maggiori tra quelli delle celle del modello bidimensionale e quelli corrispondenti delle quote di sponda delle sezioni dell'alveo del modello monodimensionale opportunamente interpolate.

4.2 Canale del Netto

Per tutti gli scenari simulati con il modello accoppiato 1D+2D sono state assegnate le seguenti condizioni al contorno.

- Condizione al contorno di monte del Canale del Netto (nel modello MIKE11): portate in ingresso nella sezione di monte (SEZ_1) secondo l'idrogramma di riferimento specifico di ogni scenario simulato (differente per ogni tempo di ritorno TR50, TR200 e TR500) del bacino afferente a monte (NE_A); Le portate al colmo per i diversi tempi di ritorno valgono rispettivamente 22,51 m³/s, 26,90 m³/s, 29,78 m³/s.
- Condizione al contorno di valle del Canale del Netto (nel modello MIKE11): livello idrico costante (mare) pari a 0,50 m s.m.
- Condizioni al contorno "interne" di collegamento tra i due modelli MIKE11 e MIKE21: in corrispondenza di tutte le celle lungo la sponda destra e sinistra dei tratti scoperti del Canale del Netto vengono applicate le equazioni tipiche dello stramazzo a larga soglia con le quote di sfioro pari ai valori maggiori tra quelli

delle celle del modello bidimensionale e quelli corrispondenti delle quote di sponda delle sezioni dell'alveo del modello monodimensionale opportunamente interpolate.

5. RISULTATI

I risultati delle simulazioni effettuate con i modelli integrati mono-bidimensionali sono illustrati nei capitoli seguenti mediante l'ausilio di rappresentazioni grafiche esplicative quali:

- mappe delle aree di esondazione (se presenti) con rappresentazione delle altezze idriche massime sul piano campagna e dei vettori delle velocità;
- profili longitudinali di inviluppo dei massimi livelli idrici lungo l'alveo inciso dei fossi.

I valori numerici dei principali parametri idrodinamici caratterizzanti i valori massimi di inviluppo del profilo di piena sono indicati di seguito e riportati in specifiche tabelle:

- ID Sez. = identificativo sezione;
- Progr. = progressiva metrica lungo l'asta (m);
- Q = portata massima (m^3/s) – indicazione omessa per le simulazioni in moto permanente;
- 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 (-);
- H = carico idraulico totale (m s.m.).

I parametri idraulici non sono definiti in corrispondenza delle strutture inserite all'interno dei modelli numerici monodimensionali (quali attraversamenti, tombini o salti di fondo); per queste si fa riferimento alla sezione immediatamente a monte (con riferimento alla quale, ad esempio, vengono definiti il livello idrico e il carico cinetico per la valutazione del franco idraulico di un attraversamento). Non sono restituiti i risultati sulle sezioni interpolate (introdotte unicamente per migliorare l'integrazione delle equazioni del moto ottimizzando il passo spaziale).

Per entrambi i corsi d'acqua studiati sono stati eseguiti 3 scenari di simulazione:

- TR50: evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni;
- TR200: evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni;
- TR500: evento di piena con tempo di ritorno pari a 500 anni.

5.1 Risultati delle simulazioni: Rio Pianello

5.1.1 Scenario TR50 (tempo di ritorno 50 anni)

Nella Tabella 5 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del Rio Pianello (output del modello monodimensionale) per lo scenario con tempo di ritorno di 50 anni, intesi come inviluppo dei valori massimi. In Figura 6 e Figura 7 sono rappresentati graficamente i profili di corrente del medesimo scenario.

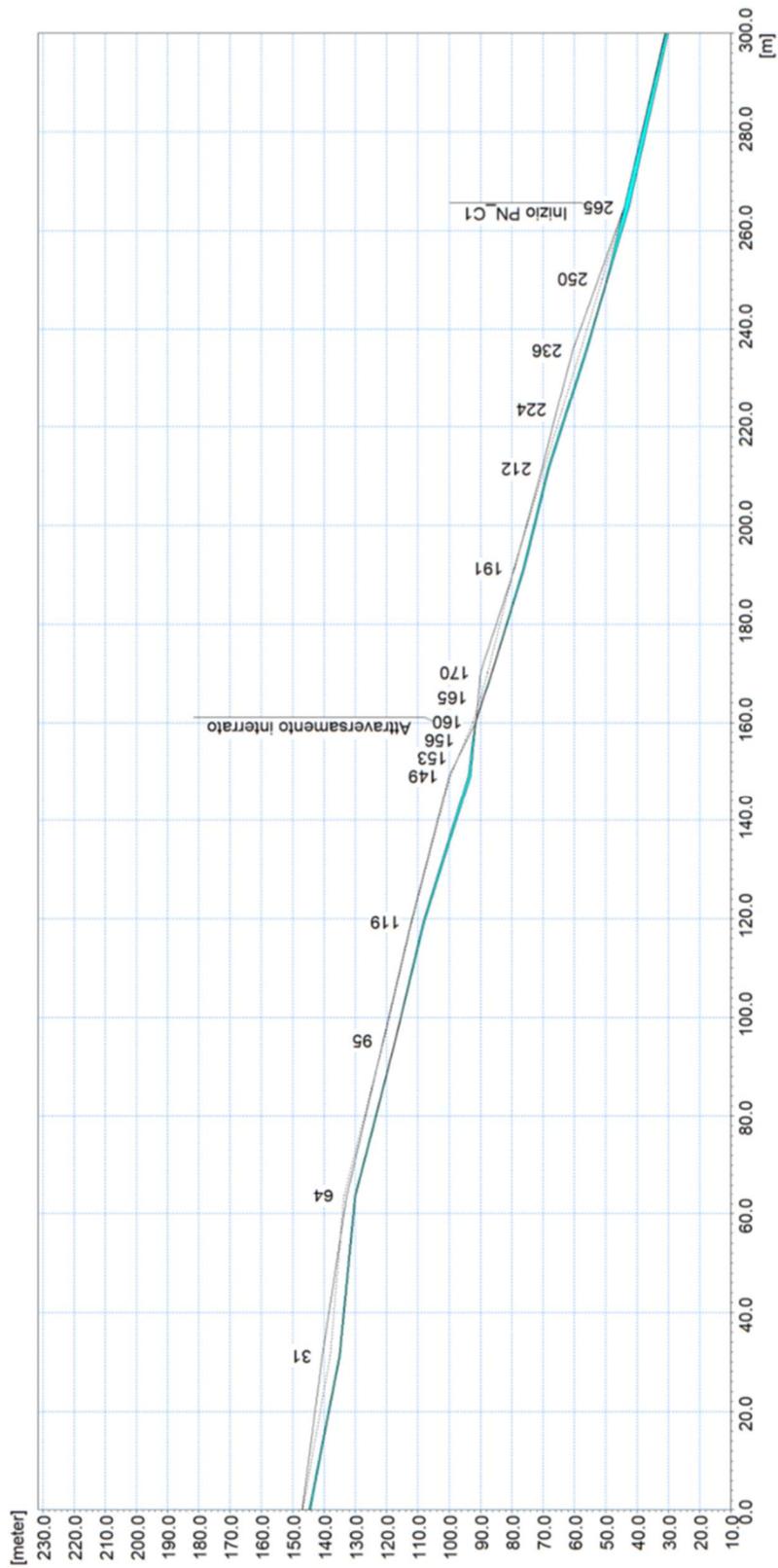


Figura 6 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di monte del Rio Pianello, scenario TR50.

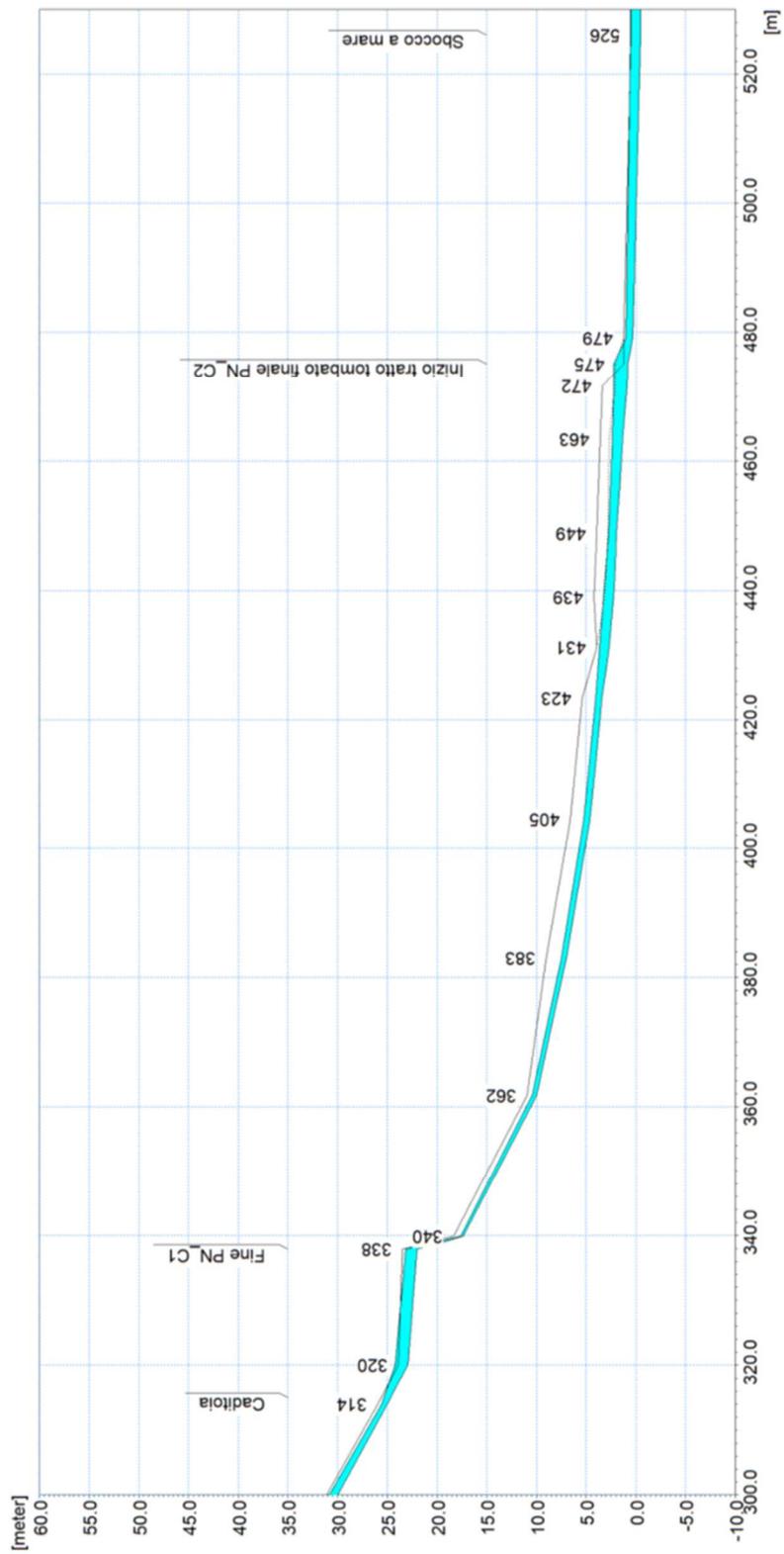


Figura 7 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di valle del Rio Pianello, scenario TR50.

Dall'analisi dei risultati ottenuti dal modello monodimensionale si evince quanto segue.

- In corrispondenza della coordinata longitudinale pari a 160 m si ha l'attraversamento di via Salita del Mattone che allo stato attuale risulta completamente interrto dal deposito di materiale solido. Si può notare come, in corrispondenza dell'attraversamento, le sponde vadano a coincidere con il piano stradale poiché la portata defluisce interamente al di sopra della strada, in parte proseguendo verso valle e in parte espandendosi lateralmente.
- Il tombino PN_C1 (da SEZ_12 a SEZ_15) presenta un deflusso in pressione al transito del colmo di piena nel suo tratto iniziale e finale. In corrispondenza del pozzetto con caditoia poco a monte di viale Fieschi si ha un comportamento di canale a pelo libero, con livello idrico che non raggiunge quindi il piano stradale.
- Il tratto terminale tombato PN_C2, dall'attraversamento di via della Marina fino allo sbocco in mare, presenta un deflusso in pressione per gran parte della sua lunghezza. L'imbocco della tombinatura, con luce libera di deflusso attuale (parzialmente interrita) pari a 0,40 m, genera un innalzamento dei livelli a monte, tale da produrre il sormonto del piano viabile.

ID Sezione	Progr. (m)	Fondo (m s.l.m.)	Q (m ³ /s)	P.L. (m s.l.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.l.m.)
SEZ_1	0,00	144,39	3,24	144,91	0,52	6,23	3,86	146,89
SEZ_2	31,21	134,81	3,24	135,25	0,44	4,15	2,38	136,13
SEZ_3	63,86	129,87	3,25	130,19	0,32	6,77	4,26	132,53
SEZ_4	95,32	117,11	3,25	117,39	0,28	5,70	4,27	119,05
SEZ_5	119,35	107,92	3,24	108,34	0,42	6,89	4,28	110,76
SEZ_6	149,16	93,05	3,24	93,92	0,87	5,40	2,59	95,41
SEZ_7	160,16	91,46	3,23	91,67	0,21	5,67	4,88	93,31
SEZ_8	170,13	86,26	3,13	86,48	0,22	5,91	4,05	88,26
SEZ_9	191,27	75,95	3,13	76,47	0,52	6,80	4,06	78,83
SEZ_10	211,51	67,94	3,13	68,47	0,53	7,63	4,68	71,44
SEZ_11	235,72	55,92	3,13	56,31	0,39	6,39	4,53	58,39
SEZ_12	264,76	42,47	2,97	44,09	1,62	1,02	0,25	44,14
SEZ_13	314,00	25,02	2,45	25,55	0,54	5,33	2,31	27,00
SEZ_14	320,00	22,93	2,45	24,23	1,30	2,21	0,62	24,48
SEZ_15	337,87	22,00	2,45	23,16	1,16	2,47	0,73	23,47
SEZ_16	339,87	17,35	2,45	17,63	0,28	5,98	3,65	19,45
SEZ_17	361,75	9,96	2,83	10,41	0,45	4,22	2,02	11,32
SEZ_18	383,06	7,00	3,19	7,49	0,49	4,37	2,00	8,46
SEZ_19	404,56	4,60	3,19	5,20	0,60	3,54	1,46	5,84
SEZ_20	423,44	3,39	3,18	4,06	0,67	3,38	1,32	4,64
SEZ_21	431,24	2,70	3,18	3,65	0,95	3,35	1,10	4,22
SEZ_22	439,00	2,23	3,18	3,23	1,00	3,18	1,02	3,75
SEZ_23	448,83	1,94	3,12	2,77	0,83	2,69	0,94	3,14
SEZ_24	463,43	1,33	3,02	2,36	1,03	2,25	0,74	2,62
SEZ_25	471,66	0,89	2,48	2,22	1,32	1,06	0,32	2,28

Tabella 5 – Risultati di sintesi per lo scenario TR50 – rio Pianello.

In Figura 8 sono rappresentati gli idrogrammi di portata di alcune sezioni significative del modello monodimensionale.

Dalla loro analisi si può osservare l'effetto di laminazione conseguente alle esondazioni che si verificano all'imbocco delle due tombinature presenti (PN_C1 e PN_C2). Il valore del picco di piena diminuisce da monte

verso valle dal valore di 3,24 m³/s (SEZ_1) nella sezione di ingresso al valore di 2,83 m³/s a valle di PN_C1 (SEZ_17) e al valore di 1,78 m³/s (SEZ_27) nella sezione di sbocco a mare.

Si osserva in Tabella 5 come risulta invece trascurabile la riduzione del colmo conseguente alla fuoriuscita di portata legata al deflusso sul piano di via Salita del Mattone in corrispondenza dell'attraversamento interrto (da SEZ_6 a SEZ_8). Infine si riscontra un incremento di portata (da 2,45 m³/s a 3,19 m³/s) tra la SEZ_16 e la SEZ_18, associato al rientro in alveo di parte dei flussi di esondazione.

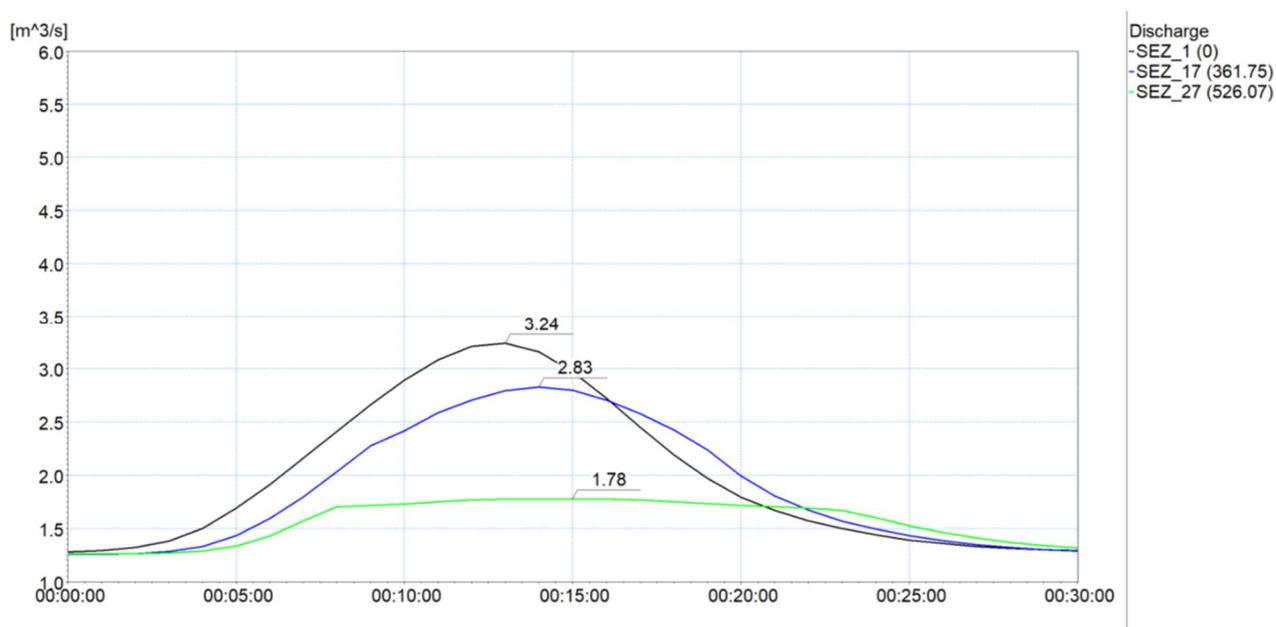


Figura 8 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 50 anni in alcune sezioni trasversali significative del modello monodimensionale.

In Figura 9 e Figura 10 sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna e delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione dell'evento con tempo di ritorno cinquantennale. Sono rappresentate sia le aree di esondazione del Rio Pianello che quelle del Canale del Netto.

In Figura 9 le sfumature di colorazione blu evidenziano le aree di esondazione con minori tiranti idrici, quelle rosse con i maggiori. In Figura 10 la colorazione blu indica le velocità minori mentre quella rossa le maggiori. Le aree interne all'alveo inciso non sono rappresentate perché, come già detto, il loro contributo al deflusso viene considerato nell'ambito del modello MIKE11.

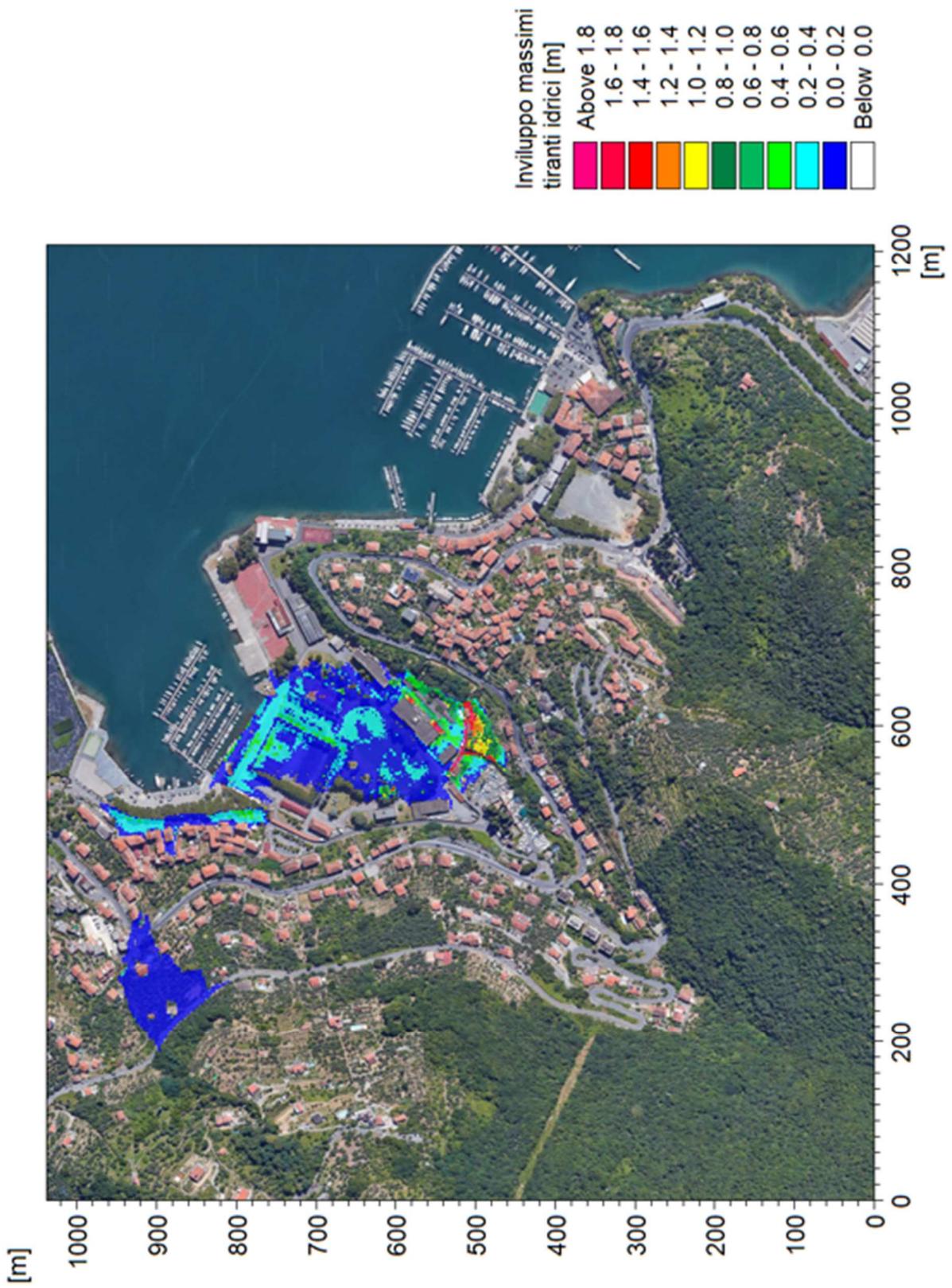


Figura 9 – Distribuzione involuppo delle massime altezze idriche rispetto al piano campagna. TR=50 anni.

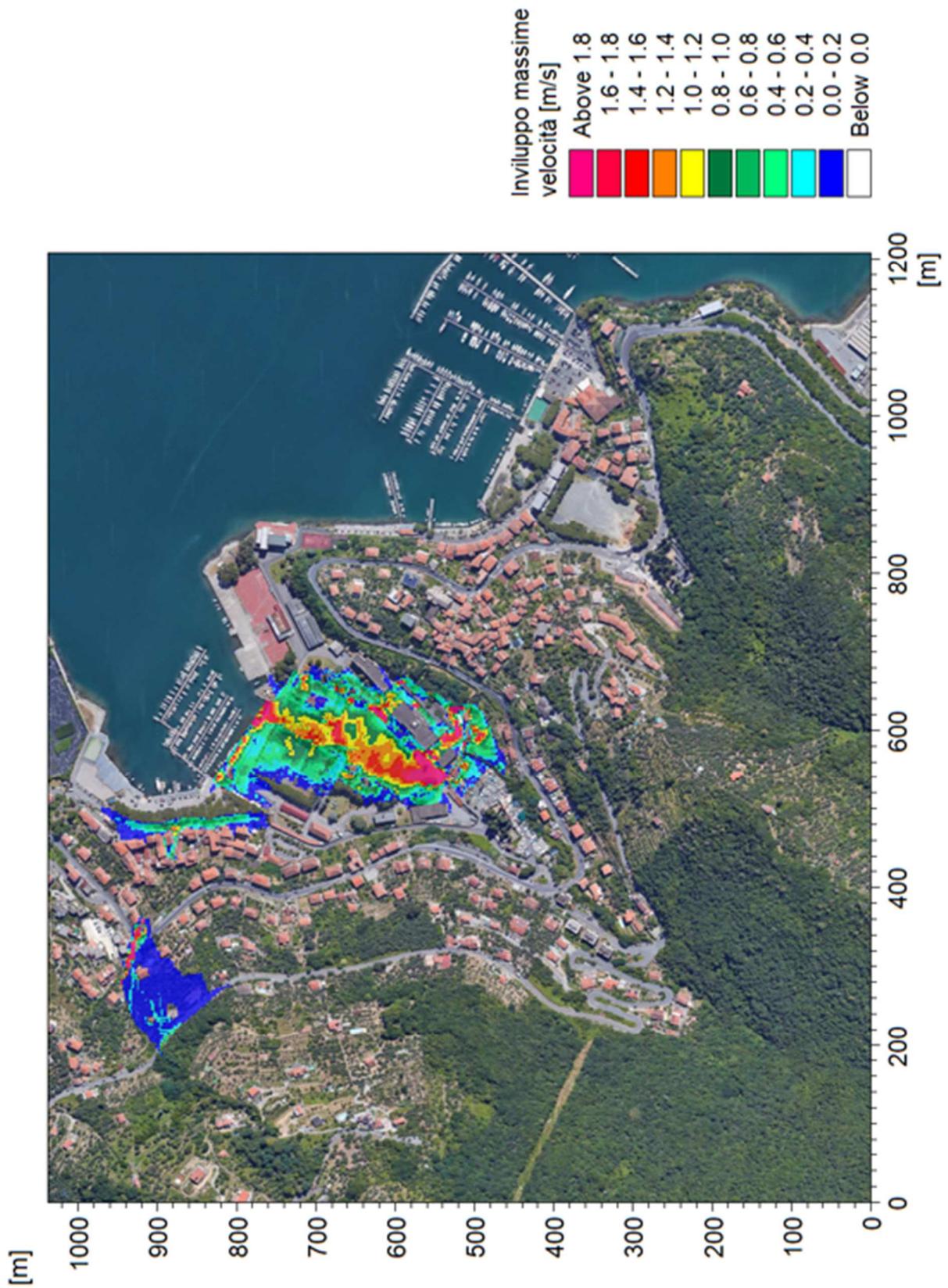


Figura 10 – Distribuzione involuppo delle massime velocità di flusso. TR=50 anni.

Il passaggio dell'onda di piena cinquantennale del rio Pianello provoca due aree di esondazione.

La prima si trova nel tratto di monte del corso d'acqua e ha inizio in corrispondenza dell'attraversamento interrto di via Salita del Mattone. A causa dell'ostruzione il flusso transita sulla strada e si propaga sia lateralmente lungo la via, sia sul versante sottostante in direzione di via Fieschi, superandola e interessando gli edifici e i campi che si trovano subito al di sotto della strada. All'esondazione presso via Fieschi contribuisce anche la portata esondata dal tombino PN_C1.

La seconda area si trova a valle ed è relativa all'esondazione che interessa l'imbocco della tombinatura terminale (PN_C2). La Figura 11 e la Figura 12 descrivono la dinamica di allagamento di tale area, rappresentando due istanti significativi dell'evento che documentano la fuoriuscita di portata in corrispondenza dell'inizio della tombinatura e il successivo allagamento di Via della Marina. Nelle mappe sono rappresentati i vettori di velocità che indicano la direzione e la velocità del flusso.

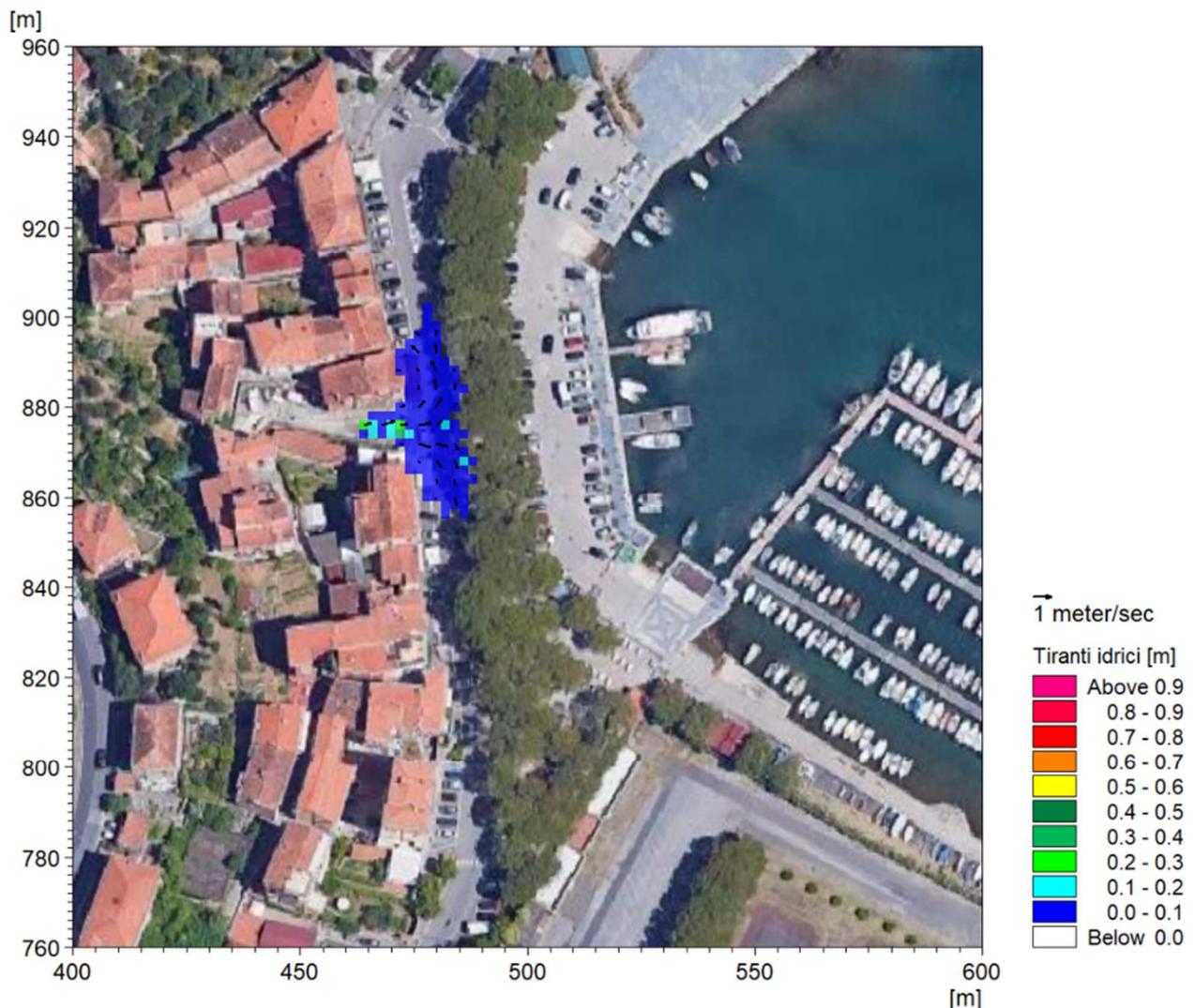


Figura 11 – Distribuzione delle altezze idriche rispetto al piano campagna alle ore 00:09 dell'evento di piena con tempo di ritorno di 50 anni (vedi idrogramma di Figura 8).

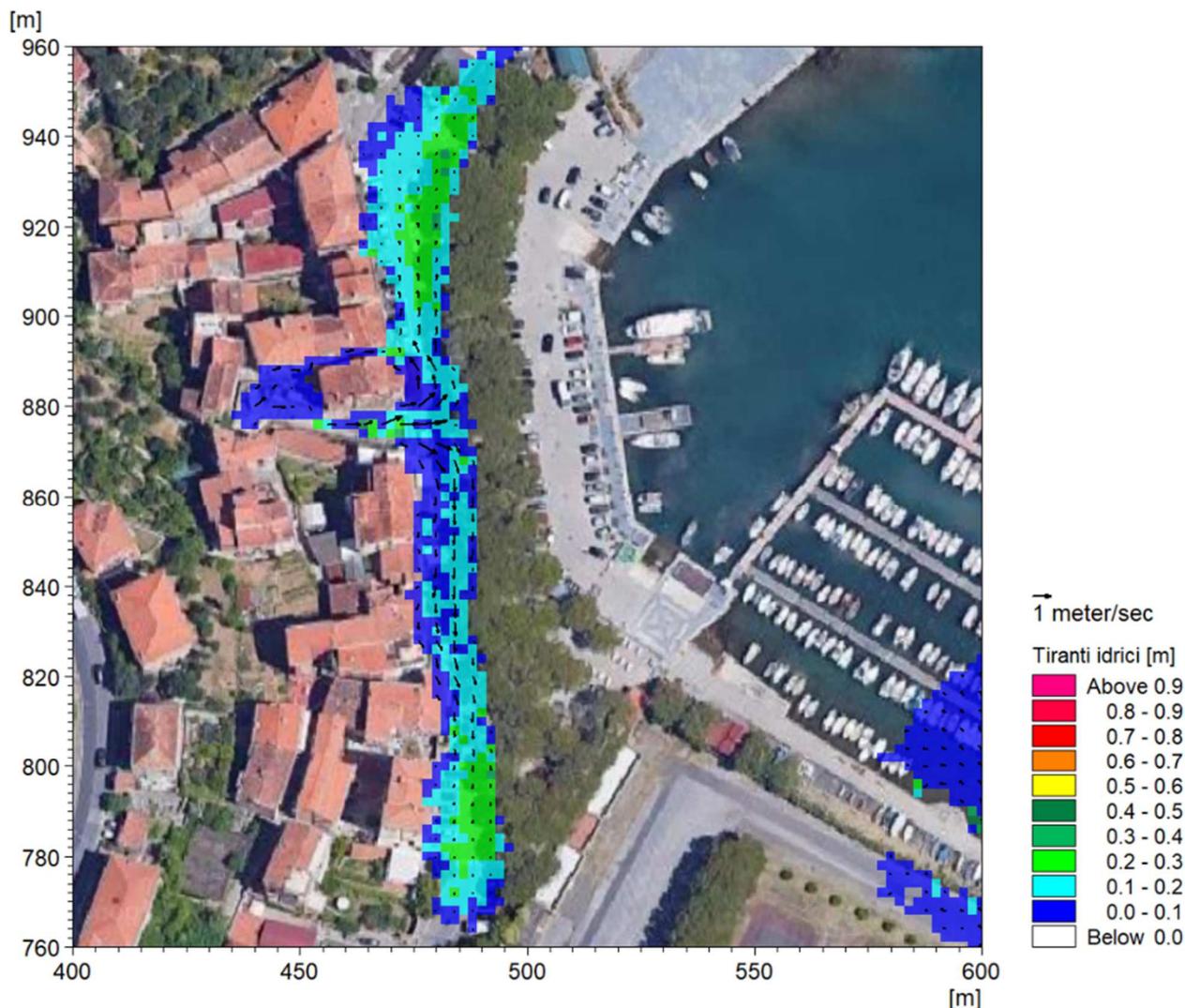


Figura 12 – Distribuzione delle altezze idriche rispetto al piano campagna alle ore 00:15 dell'evento di piena con tempo di ritorno di 50 anni (vedi idrogramma di Figura 8).

Per quanto riguarda i tiranti idrici massimi:

- nell'area più settentrionale le altezze d'acqua sono assai modeste, generalmente inferiori al valore di 3 cm tranne che lungo via Salita del Mattone e lungo la stradina privata che si trova a valle dell'imbocco della tombinatura PN_C1 e che termina in Via Fieschi, dove i valori massimi raggiungono i 25 cm;
- nella zona più meridionale, lungo via Fieschi, le altezze d'acqua raggiungono il valore di 50 cm.

I valori maggiori di velocità si registrano lungo la ripida stradina privata a valle dell'imbocco della tombinatura PN_C1, con valori compresi tra 2 m/s e 3 m/s, mentre nelle restanti aree sono generalmente inferiori a 1 m/s.

5.1.2 Scenario TR200 (tempo di ritorno 200 anni)

Nella Tabella 6 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del Rio Pianello (output del modello monodimensionale) per lo scenario con tempo di ritorno di 200 anni, intesi come inviluppo dei valori massimi. In Figura 13 e Figura 14 sono rappresentati graficamente i profili di corrente del medesimo scenario.

ID Sezione	Progr. (m)	Fondo (m s.l.m.)	Q (m ³ /s)	P.L. (m s.l.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.l.m.)
SEZ_1	0,00	144,39	3,80	144,94	0,55	6,44	3,86	147,05
SEZ_2	31,21	134,81	3,80	135,29	0,48	4,42	2,53	136,29
SEZ_3	63,86	129,87	3,81	130,22	0,35	7,19	4,38	132,85
SEZ_4	95,32	117,11	3,81	117,41	0,30	5,86	4,28	119,16
SEZ_5	119,35	107,92	3,80	108,38	0,46	7,31	4,52	111,10
SEZ_6	149,16	93,05	3,80	93,97	0,92	5,59	2,58	95,56
SEZ_7	160,16	91,46	3,78	91,69	0,23	5,91	4,93	93,47
SEZ_8	170,13	86,26	3,67	86,50	0,24	6,33	4,23	88,54
SEZ_9	191,27	75,95	3,67	76,51	0,56	7,20	4,22	79,15
SEZ_10	211,51	67,94	3,67	68,51	0,57	7,98	4,75	71,75
SEZ_11	235,72	55,92	3,67	56,33	0,41	6,67	4,51	58,60
SEZ_12	264,76	42,47	3,39	44,14	1,67	1,13	0,28	44,20
SEZ_13	314,00	25,02	2,54	25,58	0,56	5,29	2,25	27,01
SEZ_14	320,00	22,93	2,55	24,29	1,36	2,20	0,60	24,54
SEZ_15	337,87	22,00	2,55	23,19	1,19	2,52	0,74	23,51
SEZ_16	339,87	17,35	2,55	17,64	0,29	5,93	3,54	19,43
SEZ_17	361,75	9,96	3,17	10,46	0,50	4,23	1,91	11,37
SEZ_18	383,06	7,00	3,74	7,55	0,55	4,51	1,93	8,58
SEZ_19	404,56	4,60	3,74	5,28	0,68	3,67	1,42	5,97
SEZ_20	423,44	3,39	3,74	4,16	0,77	3,46	1,26	4,77
SEZ_21	431,24	2,70	3,74	3,76	1,06	3,53	1,09	4,39
SEZ_22	439,00	2,23	3,74	3,31	1,08	3,46	1,06	3,92
SEZ_23	448,83	1,94	3,53	2,80	0,86	2,94	1,01	3,24
SEZ_24	463,43	1,33	3,22	2,39	1,06	2,35	0,76	2,67
SEZ_25	471,66	0,89	2,61	2,25	1,36	1,11	0,33	2,31

Tabella 6 – Risultati di sintesi per lo scenario TR200 – rio Pianello.

I risultati in termini di dinamiche di deflusso in alveo sono analoghi a quelli commentati per lo scenario TR50, a meno di un lieve incremento delle altezze d'acqua conseguente alle maggiori portate.

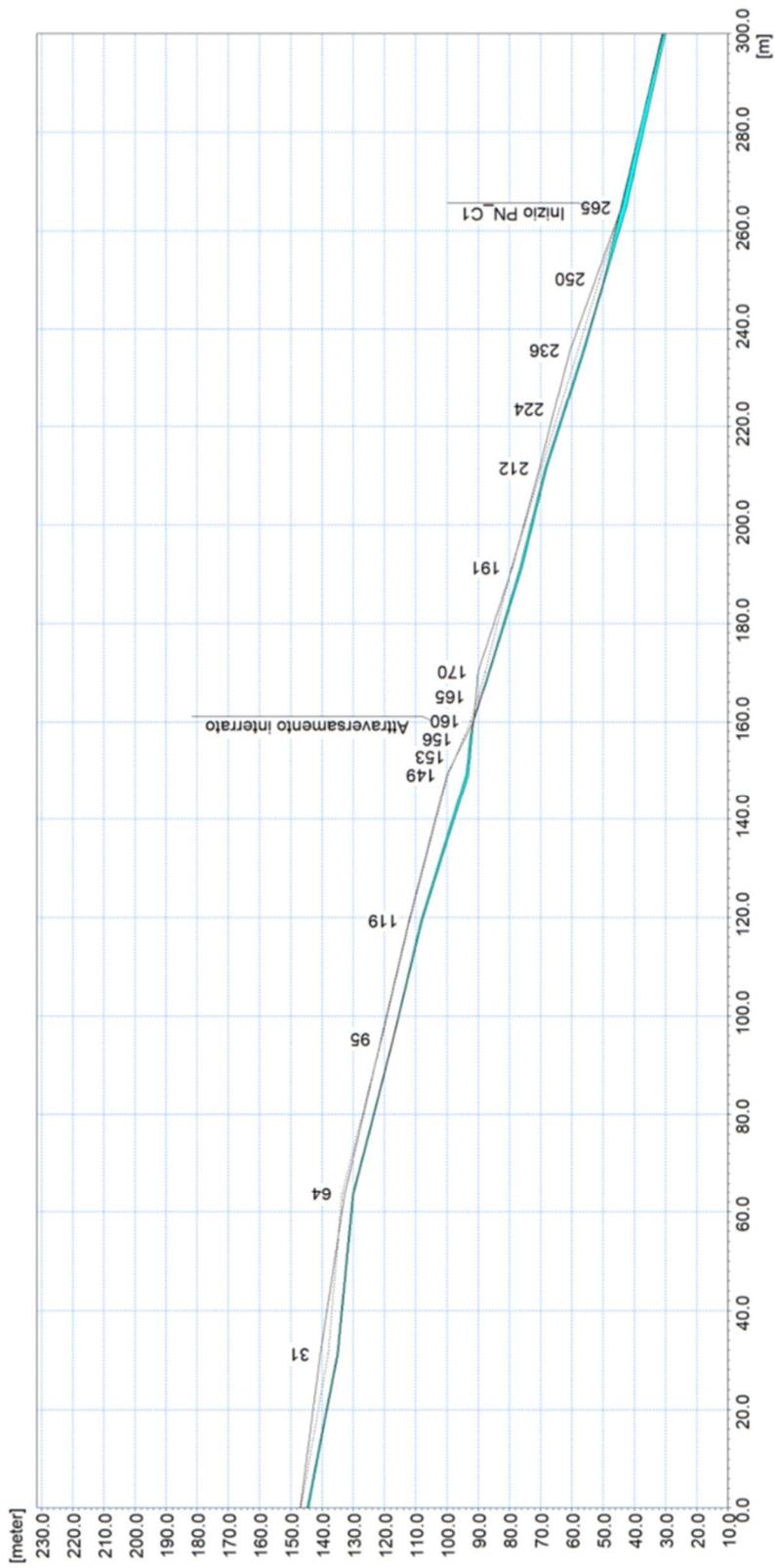


Figura 13 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di monte del Rio Pianello, scenario TR200.

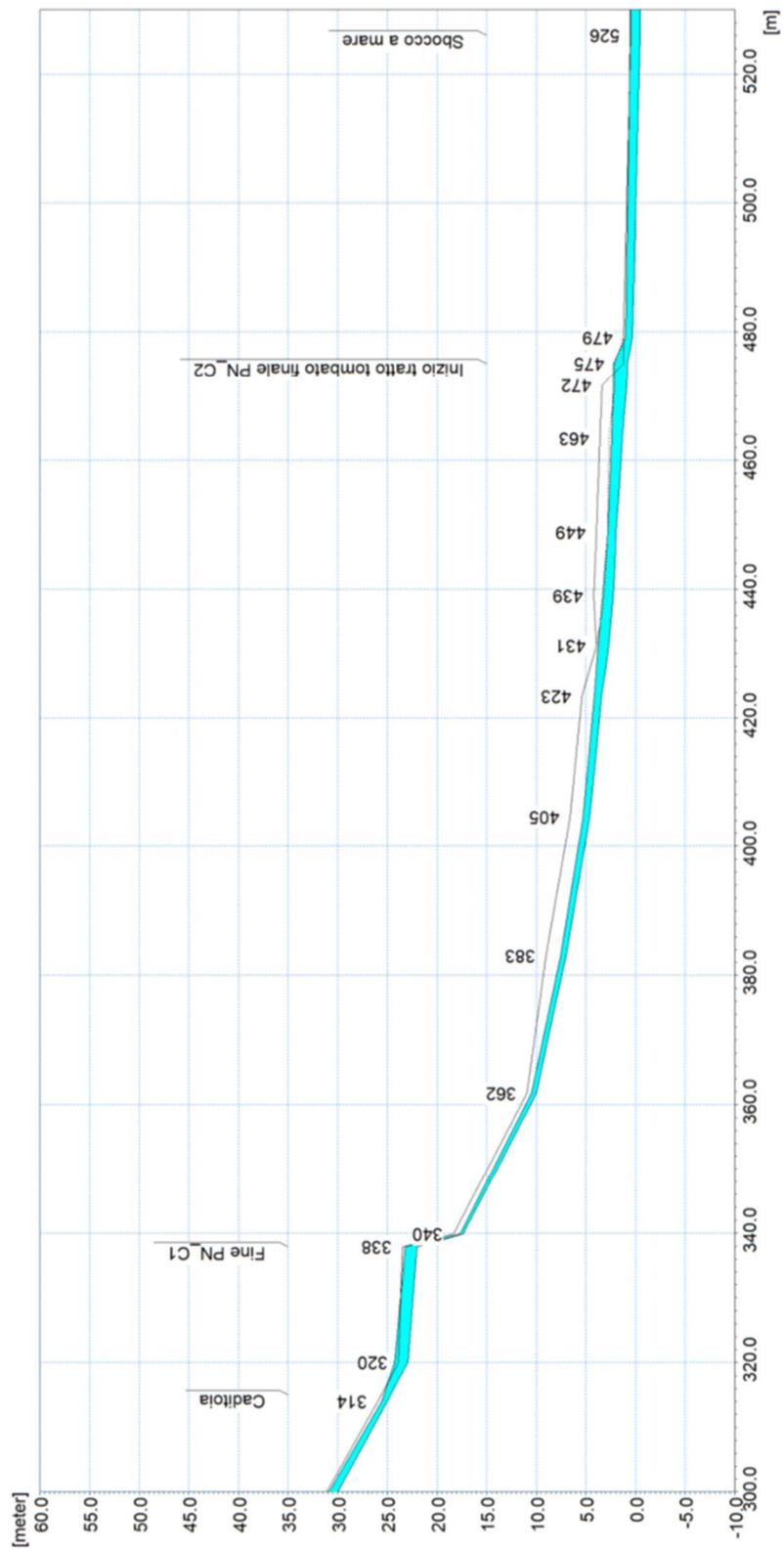


Figura 14 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di valle del Rio Pianello, scenario TR200.

In Figura 15 sono rappresentati gli idrogrammi di portata di alcune sezioni significative del modello monodimensionale, che mostrano l'effetto di laminazione legato alle esondazioni.

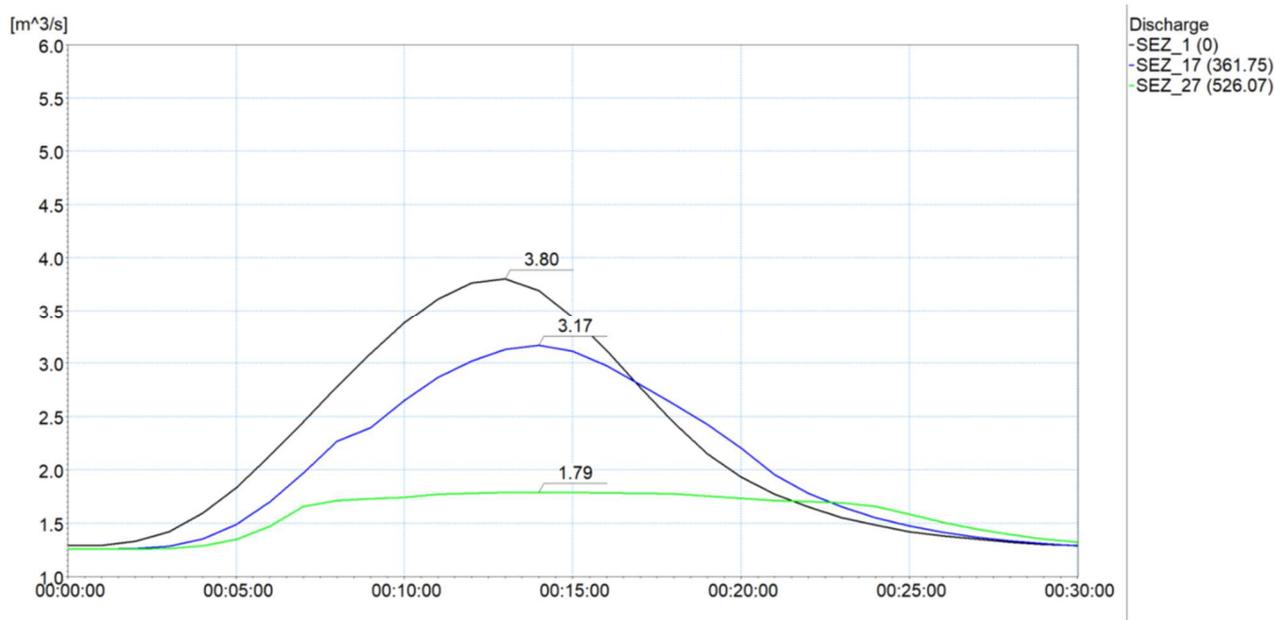


Figura 15 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 200 anni in alcune sezioni trasversali significative del modello monodimensionale.

In Figura 16 e Figura 17 sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna e delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione dell'evento con tempo di ritorno duecentennale. Sono rappresentate sia le aree di esondazione del Rio Pianello che quelle del Canale del Netto.

L'estensione superficiale dell'esondazione provocata dal passaggio dell'onda di piena duecentennale del rio Pianello risulta pressoché equivalente a quella della simulazione precedente (TR50), pur con lievi incrementi dei valori di altezze d'acqua e velocità.

Relativamente ai tiranti idrici massimi:

- nell'area più settentrionale le altezze d'acqua sono generalmente inferiori al valore di 3 cm tranne che lungo via Salita del Mattone e lungo la stradina privata che si trova a valle dell'imbocco della tombinatura PN_C1 e che termina in Via Fieschi, dove i valori massimi raggiungono i 25 cm.
- nella zona più meridionale, lungo via Fieschi, le altezze d'acqua raggiungono il valore di 60 cm.

I valori maggiori di velocità si registrano lungo la ripida stradina privata a valle dell'imbocco della tombinatura PN_C1 con valori compresi tra 2 m/s e 3 m/s mentre nelle restanti aree sono generalmente inferiori a 1 m/s.

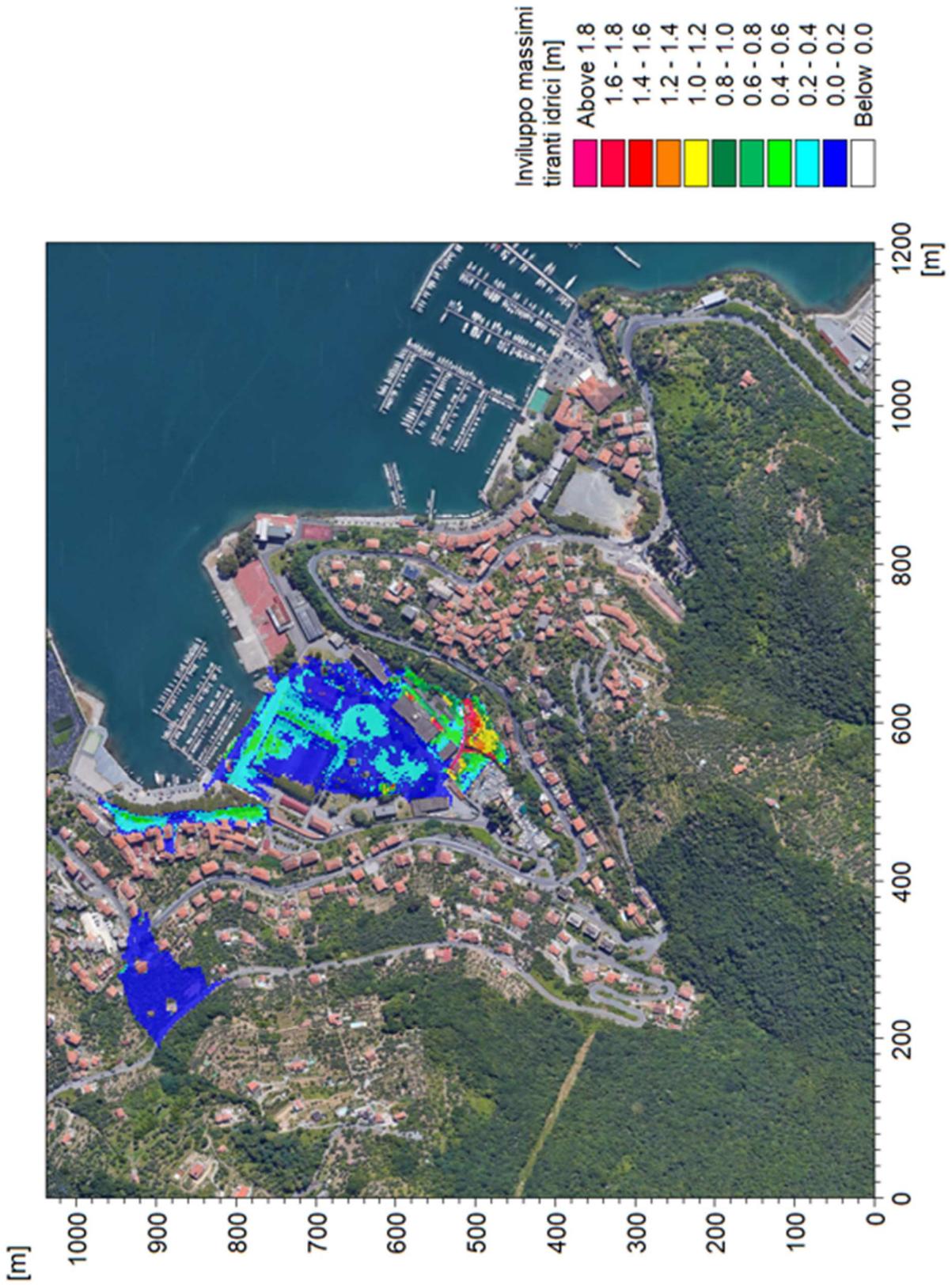


Figura 16 – Distribuzione involuppo delle massime altezze idriche rispetto al piano campagna. TR=200 anni.

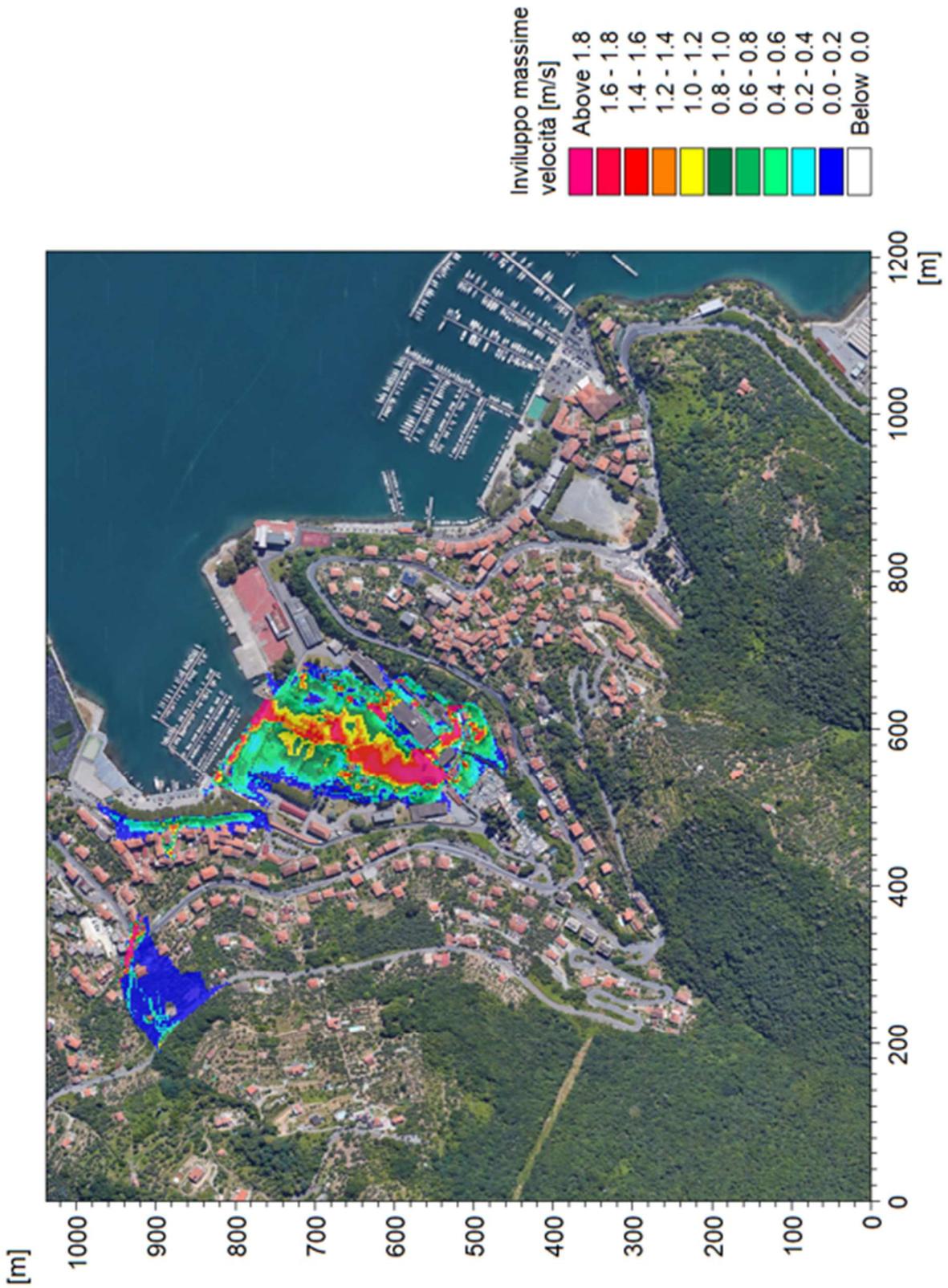


Figura 17 – Distribuzione inviluppo delle massime velocità. TR=200 anni.

5.1.3 Scenario TR500 (tempo di ritorno 500 anni)

Nella Tabella 7 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del Rio Pianello (output del modello monodimensionale) per lo scenario con tempo di ritorno di 500 anni, intesi come inviluppo dei valori massimi. In Figura 18 e Figura 19 sono rappresentati graficamente i profili di corrente del medesimo scenario.

ID Sezione	Progr. (m)	Fondo (m s.l.m.)	Q (m ³ /s)	P.L. (m s.l.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.l.m.)
SEZ_1	0,00	144,39	4,17	144,96	0,57	6,62	3,91	147,19
SEZ_2	31,21	134,81	4,17	135,32	0,51	4,58	2,63	136,39
SEZ_3	63,86	129,87	4,17	130,24	0,37	7,32	4,34	132,97
SEZ_4	95,32	117,11	4,17	117,43	0,32	5,96	4,29	119,24
SEZ_5	119,35	107,92	4,17	108,41	0,49	7,58	4,68	111,34
SEZ_6	149,16	93,05	4,17	93,99	0,94	5,64	2,53	95,61
SEZ_7	160,16	91,46	4,15	91,70	0,24	6,10	5,02	93,60
SEZ_8	170,13	86,26	4,03	86,52	0,26	6,50	4,25	88,67
SEZ_9	191,27	75,95	4,02	76,53	0,58	7,31	4,21	79,25
SEZ_10	211,51	67,94	4,02	68,53	0,59	8,20	4,81	71,96
SEZ_11	235,72	55,92	4,02	56,35	0,43	6,81	4,47	58,72
SEZ_12	264,76	42,47	3,68	44,17	1,70	1,20	0,29	44,24
SEZ_13	314,00	25,02	2,61	25,59	0,57	5,33	2,24	27,04
SEZ_14	320,00	22,93	2,62	24,33	1,40	2,20	0,59	24,58
SEZ_15	337,87	22,00	2,62	23,21	1,21	2,54	0,74	23,54
SEZ_16	339,87	17,35	2,62	17,64	0,29	5,95	3,51	19,45
SEZ_17	361,75	9,96	3,42	10,50	0,54	4,22	1,83	11,41
SEZ_18	383,06	7,00	4,20	7,60	0,60	4,67	1,92	8,71
SEZ_19	404,56	4,60	4,26	5,36	0,76	3,74	1,37	6,07
SEZ_20	423,44	3,39	4,22	4,25	0,86	3,52	1,21	4,88
SEZ_21	431,24	2,70	4,17	3,85	1,15	3,63	1,08	4,52
SEZ_22	439,00	2,23	4,12	3,37	1,14	3,61	1,08	4,04
SEZ_23	448,83	1,94	3,80	2,82	0,88	3,09	1,05	3,31
SEZ_24	463,43	1,33	3,35	2,40	1,07	2,41	0,77	2,70
SEZ_25	471,66	0,89	2,68	2,25	1,36	1,13	0,34	2,31
SEZ_26	475,16	0,80	2,12	2,25	1,45	1,12	0,30	2,31
SEZ_27	526,07	-0,50	1,80	0,53	1,03	1,35	0,43	0,62

Tabella 7 – Risultati di sintesi della simulazione TR500 – rio Pianello.

I risultati in termini di dinamiche di deflusso in alveo sono analoghi a quelli commentati per lo scenario TR50, a meno di un lieve incremento delle altezze d'acqua conseguente alle maggiori portate.

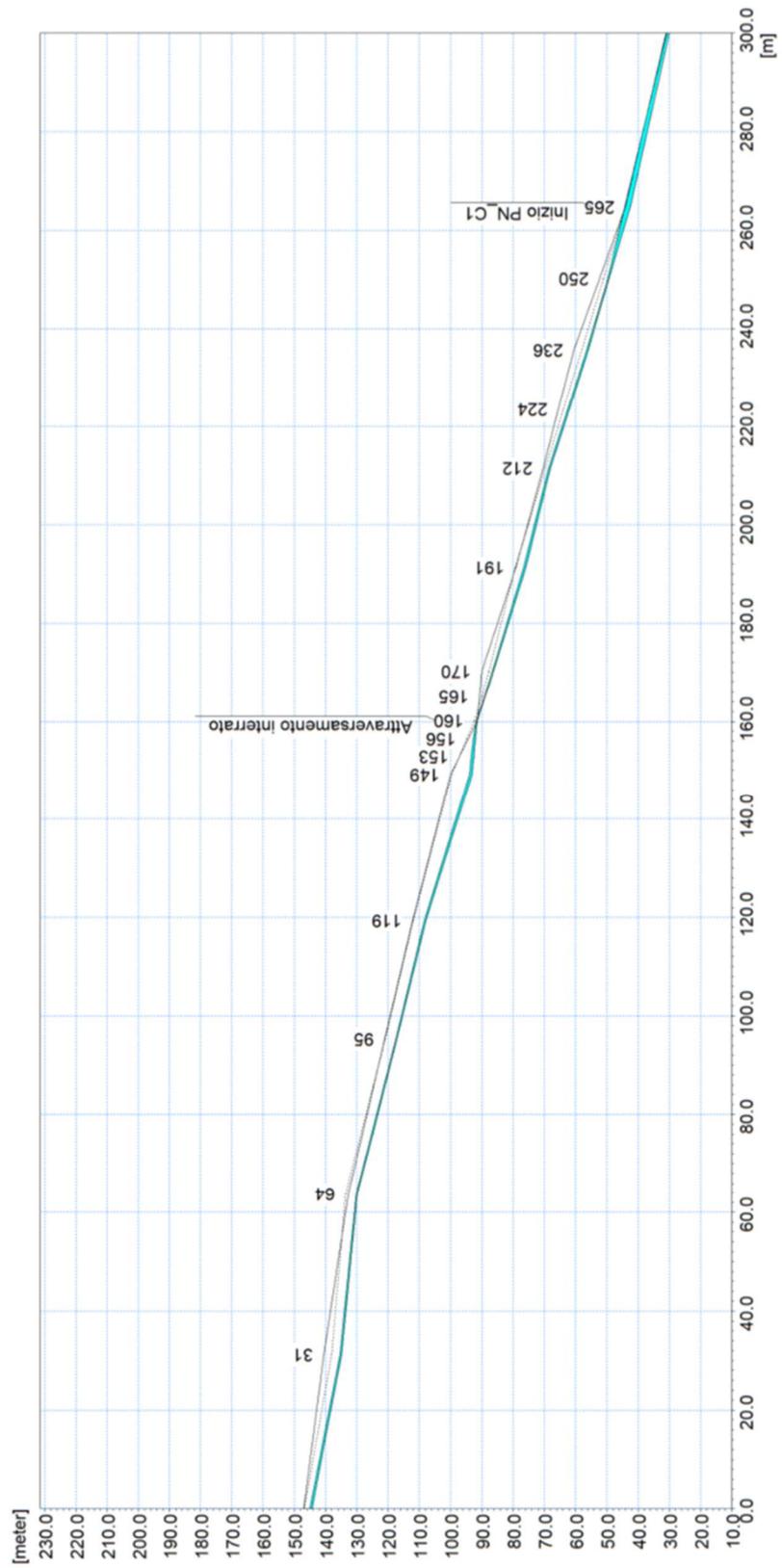


Figura 18 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di monte del Rio Pianello, scenario TR500.

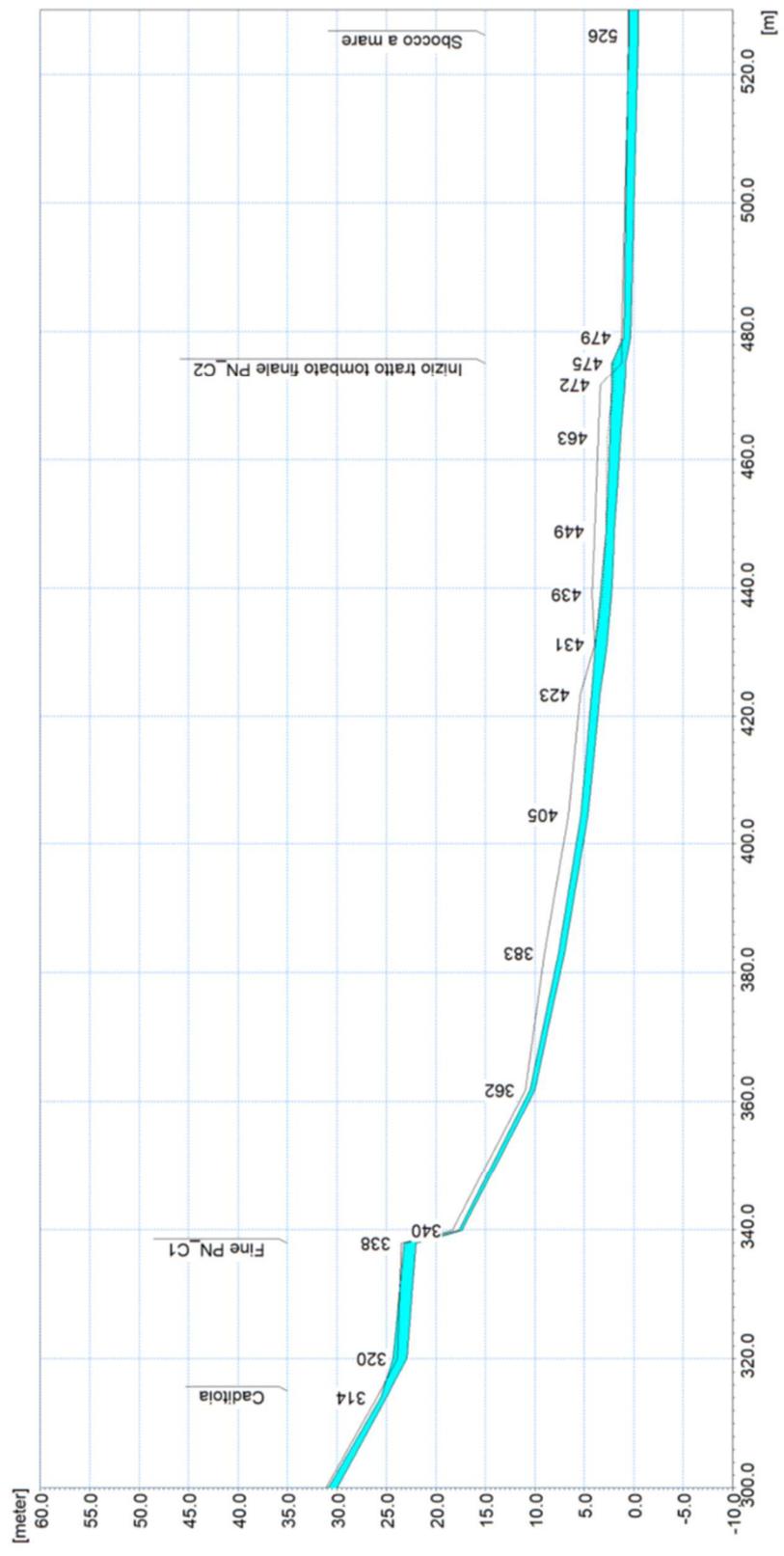


Figura 19 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di valle del Rio Pianello, scenario TR500.

In Figura 20 sono rappresentati gli idrogrammi di portata di alcune sezioni significative del modello monodimensionale, che mostrano l'effetto di laminazione legato alle esondazioni.

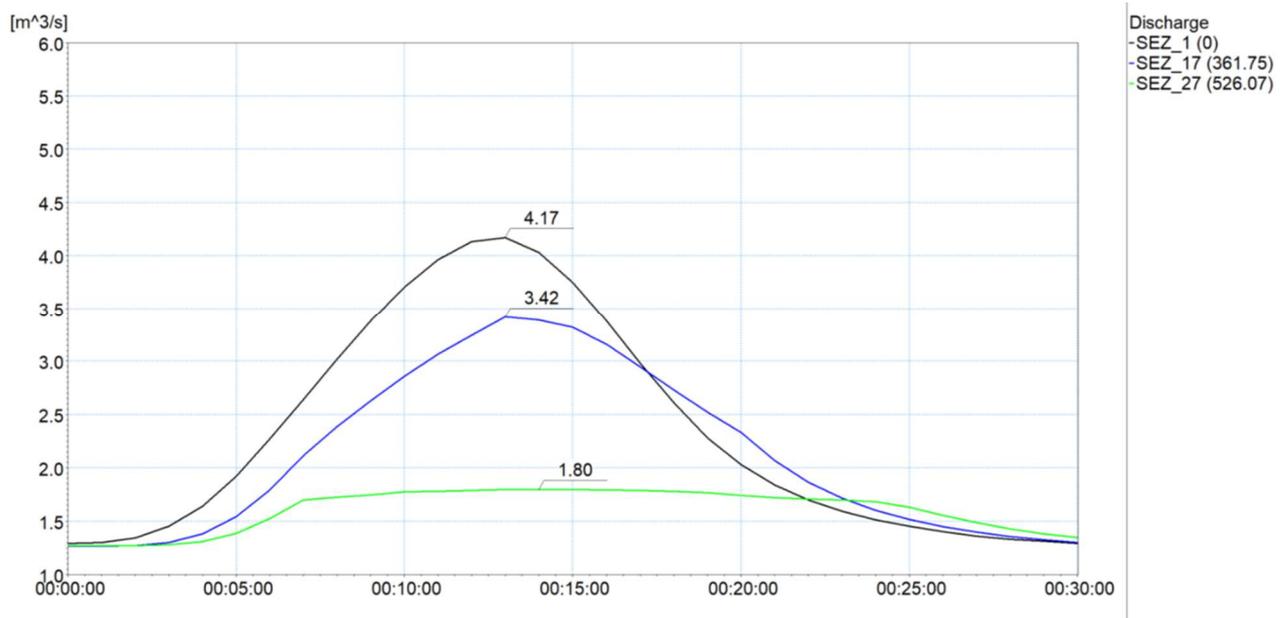


Figura 20 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 500 anni in alcune sezioni trasversali significative del modello monodimensionale.

In Figura 21 e Figura 22 sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna e delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione dell'evento con tempo di ritorno cinquecentennale. Sono rappresentate sia le aree di esondazione del Rio Pianello che quelle del Canale del Netto.

L'estensione superficiale dell'esondazione provocata dal passaggio dell'onda di piena cinquecentennale risulta pressoché equivalente a quella delle simulazioni precedenti, pur con lievi incrementi dei valori di altezze d'acqua e velocità.

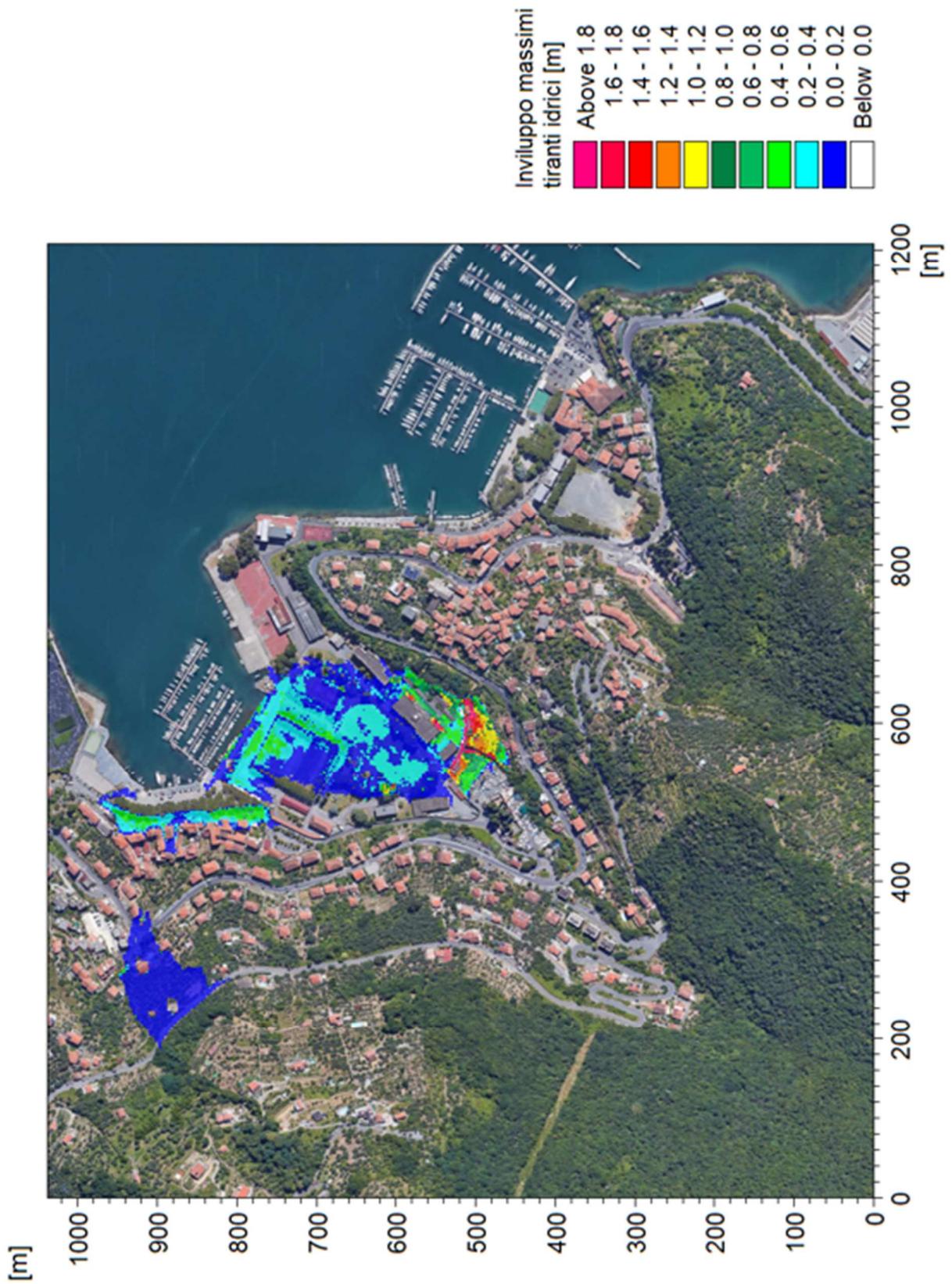


Figura 21 – Distribuzione involuppo dei massimi tiranti idrici rispetto al piano campagna. TR=500 anni.

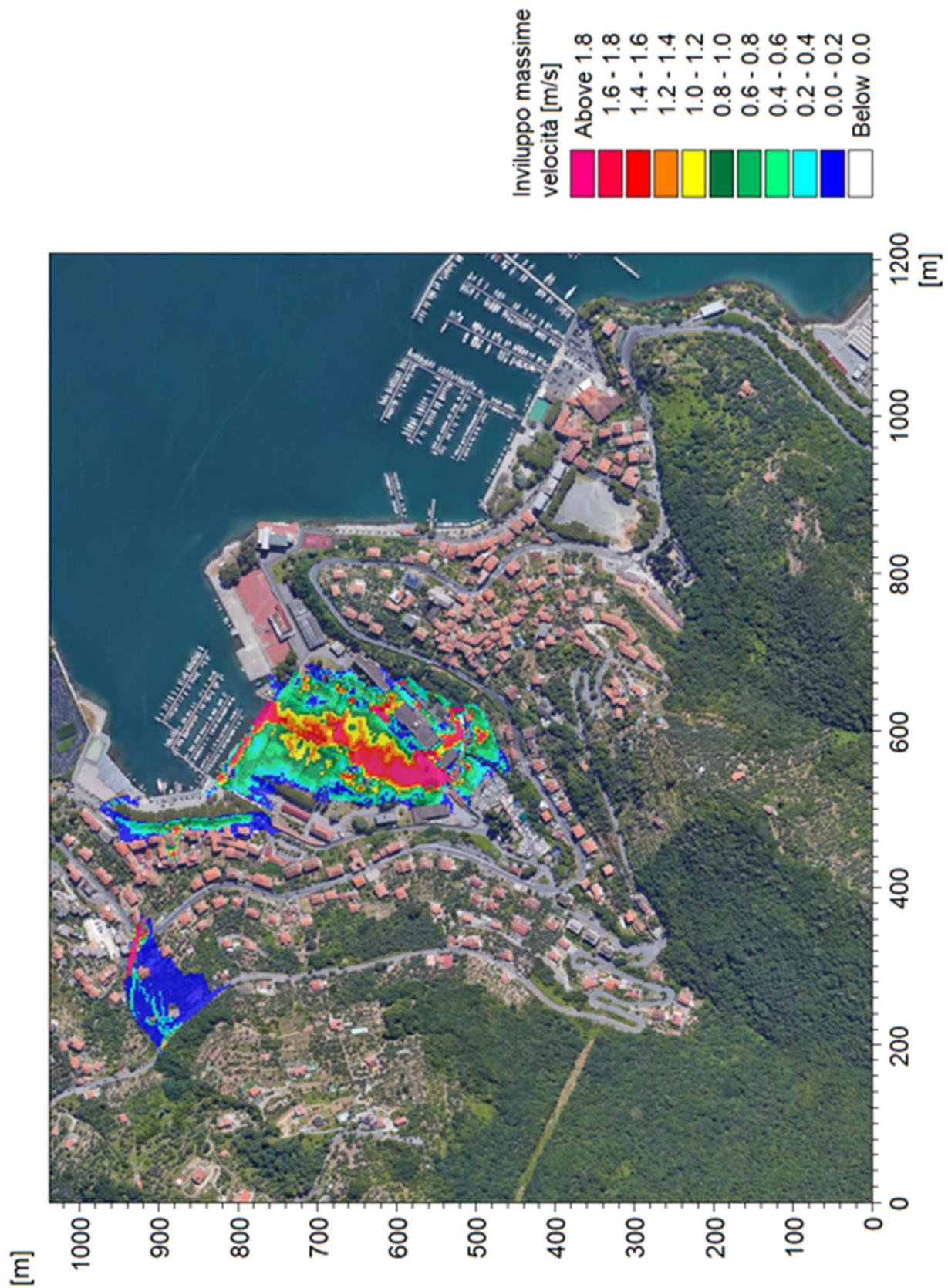


Figura 22 – Distribuzione inviluppo delle massime velocità. TR=500 anni.

Per quanto riguarda i massimi tiranti idrici:

- nell'area più settentrionale le altezze d'acqua sono generalmente inferiori al valore di 3 cm tranne che lungo via Salita del Mattone e lungo la stradina privata che si trova a valle dell'imbocco della tombinatura PN_C1 e che termina in Via Fieschi, dove i valori massimi raggiungono i 25 cm;
- nella zona più meridionale, lungo via Fieschi, le altezze d'acqua raggiungono il valore di 60 cm.

I valori maggiori di velocità si registrano lungo la ripida stradina privata a valle dell'imbocco della tombinatura PN_C1 con valori compresi tra 2,0 m/s e 3,5 m/s mentre nelle restanti aree sono generalmente inferiori a 1 m/s.

5.1.4 Analisi dei franchi idraulici sui manufatti interferenti

In Tabella 9 sono sintetizzati i franchi minimi di sicurezza rispetto alle quote di intradosso degli attraversamenti, estratti dai risultati dei tre scenari simulati. Essi sono indicati con valore negativo nel caso in cui il moto sia in pressione; nel caso delle tombinature identificano la differenza tra le altezze del cielo del tombino e le altezze piezometriche del tratto.

I franchi idraulici di sicurezza non sono definiti in corrispondenza delle strutture inserite all'interno dei modelli numerici; per queste si è fatto riferimento alla sezione posta immediatamente a monte.

Il vigente Piano di Bacino definisce le caratteristiche idrauliche che le opere di ritenuta e gli attraversamenti puntuali o i tratti tombinati devono possedere per poter essere considerati adeguati al deflusso della piena di riferimento a tempo di ritorno 200 anni; in particolare sono definiti i franchi idraulici di sicurezza che devono essere rispettati in funzione della dimensione del bacino del corso d'acqua interferito (Tabella 8).

Franco idraulico:			
valore maggiore tra (a) e (b)			
		Reticolo principale e secondario	Reticolo minore
(a)		$U^2/2g$	$0,5 U^2/2g$
(b)	I) argini e difese spondali	cm. 50/100	cm 50
	II) ponti e strutture di attraversamento fino a estensioni longitudinali di m. 12	cm. 100/150	cm 75
	III) coperture o tombinature (ove ammesse), ponti e strutture di attraversamento di estensione oltre m. 12	cm. 150/200	cm 100

Tabella 8 – Franchi idraulici di sicurezza che devono essere rispettati in funzione della dimensione del bacino del corso d'acqua interferito (Piano di Bacino Stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico – Ambito 20 – Golfo della Spezia).

Il Rio Pianello presenta un bacino sotteso compreso tra 0,25 km² e 0,1 km² (circa 0,11 km²) e quindi, secondo il PdB, ricade nell'ambito del reticolo minore.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC2018), applicabili però ai ponti di nuova costruzione, definiscono inoltre vincoli sui franchi idraulici maggiormente stringenti (1,5 m rispetto all'evento di piena duecentennale); in questo caso le tombinature sul rio Pianello rientrerebbero però nelle disposizioni specifiche per i "tombini" ai sensi di quanto indicato dalla Circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n.7/2019, in ragione della portata massima inferiore a 50 m³/s. Essendo tali norme meno stringenti di quelle definite nel PdB, si fa riferimento a queste ultime.

ID Sezione	ID Struttura	TR50	TR200	TR500
		FR_INTR [m]	FR_INTR [m]	FR_INTR [m]
SEZ_12	PN_C1	-0,67	-0,72	-0,75
SEZ_26	PN_C2	-1,02	-1,04	-1,05

Tabella 9 – Franco disponibile dalla quota del pelo libero simulato (per gli scenari TR50, TR200 e TR500) alla quota di intradosso degli attraversamenti e delle tombinature del Rio Pianello.

Le due tombinature (PN_C1 e PN_C2) riportate in Tabella 9 presentano un funzionamento marcatamente in pressione già per la piena con tempo di ritorno 50 anni e sono pertanto inadeguate idraulicamente.

5.2 Risultati delle simulazioni: Canale del Netto

5.2.1 Scenario TR50 (tempo di ritorno 50 anni)

Nella Tabella 10 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del Canale del Netto (output del modello monodimensionale) per lo scenario con tempo di ritorno di 50 anni, intesi come involucro dei valori massimi. In Figura 23 e in Figura 24 sono rappresentati graficamente i profili di corrente del medesimo scenario.

Dall'analisi dei risultati ottenuti dal modello monodimensionale si evince che:

- l'effetto di rigurgito dato dalla tombinatura CN_C1, tra SEZ_16 e SEZ_20, è tale da produrre il sormonto delle sponde a monte dell'imbocco;
- il tratto tombato (CN_C1 e CN_C2) al di sotto dell'area dell'Areonautica Militare, compreso tra la sezione SEZ_20 e la sezione SEZ_27, presenta un deflusso in pressione al transito del colmo di piena. Si rileva come la presenza di caditoie negli ultimi 70 m a monte dello sbocco a mare (tra SEZ_23 e SEZ_24 e tra SEZ_25 e SEZ_26) consenta la fuoriuscita delle acque sul piazzale e l'alleggerimento delle pressioni idrauliche, con riduzione dei carichi anche nel tratto a monte.

In Figura 25 sono rappresentati gli idrogrammi di portata in alcune sezioni significative del modello monodimensionale.

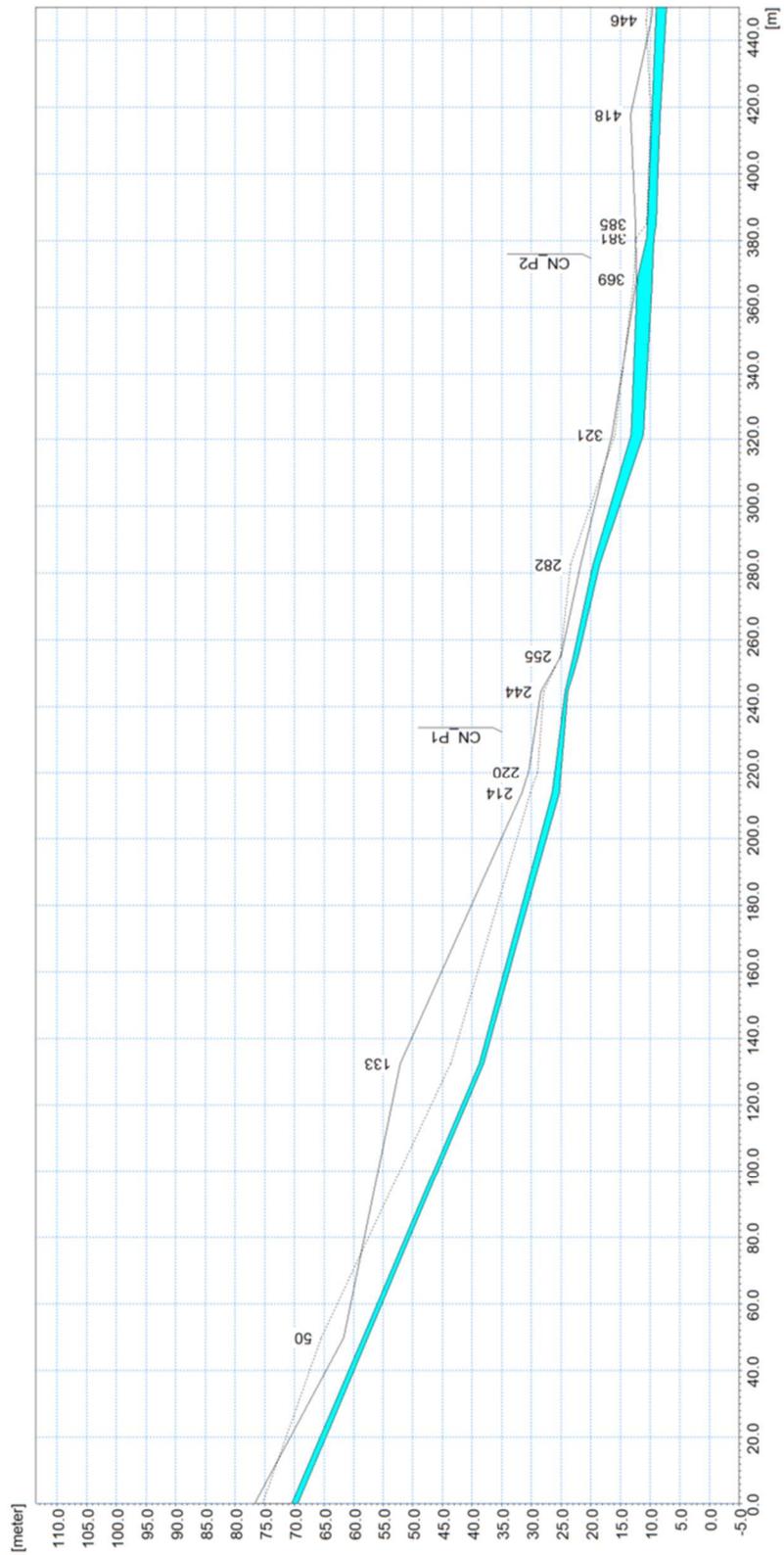


Figura 23 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di monte del Canale del Netto, scenario TR50.

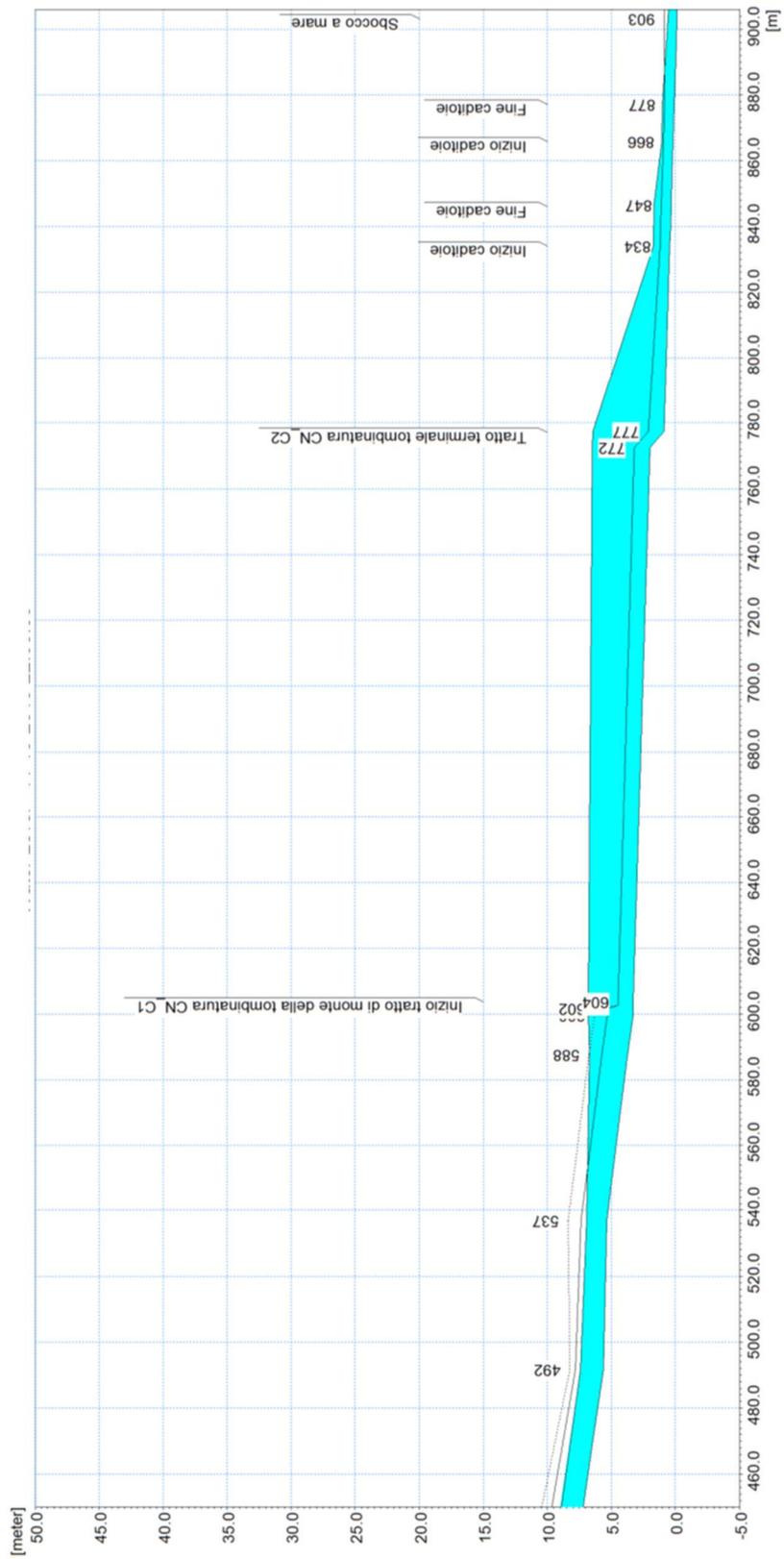


Figura 24 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di valle del Canale del Netto, scenario TR50.

ID Sezione	Progr. (m)	Fondo (m s.m.)	Q (m ³ /s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)
SEZ_1	0,00	69,39	22,51	70,42	1,03	8,86	3,65	74,42
SEZ_2	49,87	57,58	22,51	58,42	0,84	7,82	3,93	61,53
SEZ_3	132,51	38,07	22,50	38,80	0,73	6,22	2,32	40,77
SEZ_4	213,69	25,28	22,50	26,51	1,23	5,95	2,11	28,32
SEZ_5	220,16	25,03	22,49	26,08	1,05	2,19	0,69	26,33
SEZ_6	244,49	23,90	22,49	24,31	0,41	5,68	2,84	25,95
SEZ_7	255,21	22,03	22,49	22,91	0,88	6,50	2,82	25,06
SEZ_8	282,49	18,48	22,48	19,62	1,14	8,42	3,27	23,23
SEZ_9	321,40	11,14	22,46	13,20	2,06	3,92	1,22	13,98
SEZ_10	368,51	9,63	22,45	12,17	2,54	1,26	0,33	12,25
SEZ_11	380,86	9,30	22,44	10,51	1,21	3,89	1,30	11,28
SEZ_12	385,07	8,98	22,44	10,42	1,44	4,04	1,11	11,25
SEZ_13	417,62	8,24	22,43	9,66	1,42	3,91	1,09	10,44
SEZ_14	446,32	7,34	22,43	9,06	1,72	4,67	1,53	10,17
SEZ_15	491,69	5,64	22,41	7,42	1,79	2,94	0,94	7,86
SEZ_16	536,92	5,36	22,40	6,92	1,56	2,64	0,67	7,28
SEZ_17	587,62	3,74	20,79	6,80	2,96	1,22	0,23	6,88
SEZ_18	599,62	3,30	11,84	6,80	3,48	0,59	0,10	6,82
SEZ_19	601,62	3,30	10,59	6,80	3,50	0,53	0,09	6,81
SEZ_20	603,62	3,30	9,50	6,80	3,50	0,47	0,08	6,81
SEZ_21	772,42	2,00	5,40	6,47	4,47	1,90	0,55	6,65
SEZ_22	777,42	0,90	5,40	6,46	5,56	1,82	0,52	6,63
SEZ_23	834,00	0,44	5,40	1,72	1,28	2,81	0,79	2,12
SEZ_24	846,60	0,33	4,65	1,69	1,36	2,29	0,63	1,96
SEZ_25	865,80	0,18	3,57	1,19	1,01	2,36	0,75	1,47
SEZ_26	877,20	0,08	3,44	1,01	0,93	3,02	1,11	1,47
SEZ_27	903,20	-0,13	3,32	0,58	0,71	3,10	1,17	1,07

Tabella 10 – Risultati di sintesi della simulazione TR50 – Canale del Netto.

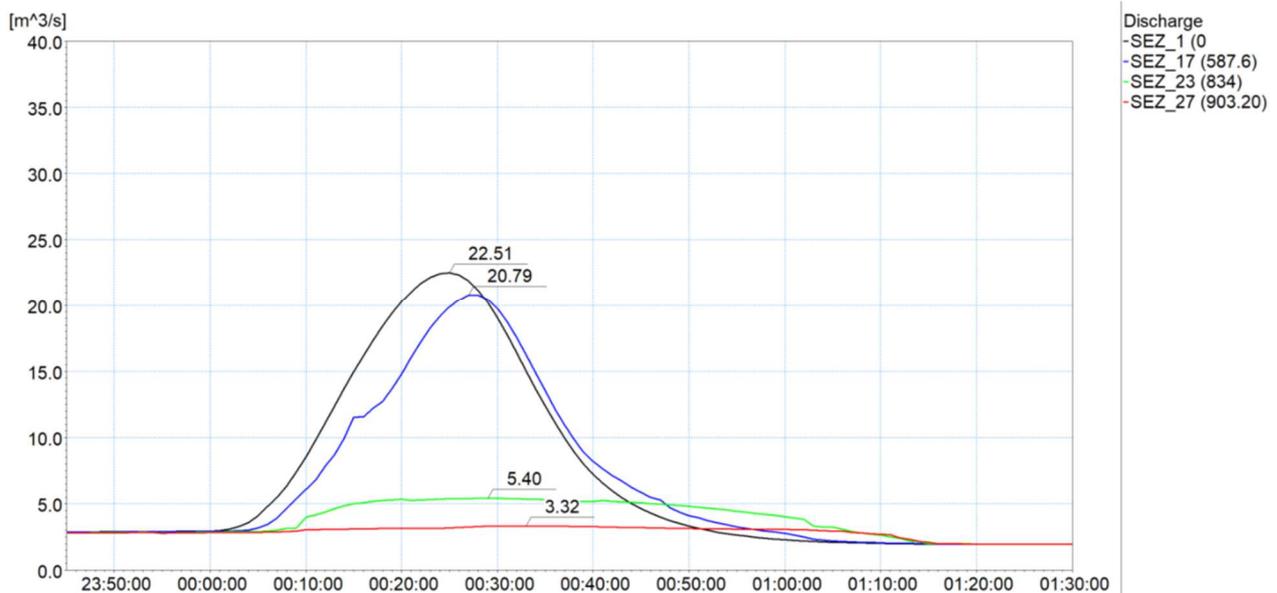


Figura 25 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 50 anni su alcune sezioni trasversali significative del modello monodimensionale.

La notevole diminuzione del colmo di portata dal valore di 22,51 m³/s (SEZ_1) al valore di 5,40 m³/s (SEZ_23) è rappresentativa dell'entità dell'esondazione a monte del tratto tombato finale (dal tratto a monte dell'imbocco).

L'ulteriore riduzione del picco di piena di 2,08 m³/s (da 5,4 m³/s a 3,32 m³/s) osservata a valle è dovuta alle esondazioni dalle caditoie del tratto terminale a monte dello sbocco nel Seno di Cadimare.

In Figura 9 e Figura 10 (capitolo 5.1.1) sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna e delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione dell'evento con tempo di ritorno cinquantennale. Sono rappresentate sia le aree di esondazione del Rio Pianello che quelle del Canale del Netto.

Le mappe di allagamento mostrano aree interessate dalle esondazioni del Canale del Netto significativamente estese, in accordo col rilevante volume idrico che fuoriesce a monte della tombinatura. Il livello idrico in tale tratto è tale da superare i muri arginali andando ad allagare le aree circostanti, anche per espansione lungo la stradina perimetrale al muro di recinzione dell'area dell'aeronautica Militare, e si propaga fino a interessare quasi completamente quest'ultima, entrando nel suo perimetro attraverso il cancello di ingresso sulla strada traversa di via della Marina. A tale esondazione si aggiunge la fuoriuscita di portata proveniente dalle caditoie localizzate in prossimità dello sbocco a mare.

Sul piano campagna nell'area presso l'imbocco della tombinatura le altezze idriche risultano mediamente pari a 1 m con valori che localmente superano il valore di 2 m lungo via della Marina. A valle, entro l'area dell'Aeronautica Militare, le altezze idriche sono generalmente inferiori a 90 cm nell'area in cui sono localizzati gli edifici e non superano generalmente i 50 cm nell'area a verde dove si trovano i campi sportivi.

I valori di velocità massima sono generalmente inferiori a 1,5 m/s ma nei pressi dell'imbocco della tombinatura raggiungono valori superiori a 2,5 m/s.

La Figura 26 e la Figura 27 riportano gli istanti significativi dell'evento che documentano, in termini di distribuzione dei tiranti idrici, la dinamica dell'esondazione dal tratto a monte della tombinatura terminale. Si osserva come inizialmente la portata esondata si incanali lungo la stradina perimetrale al muro di recinzione dell'area militare, propagandosi verso Ovest fino a entrare in quest'ultima. Successivamente si verifica anche il sormonto del muro arginale, con allagamenti in sponda destra.

La Figura 28 e la Figura 29 rappresentano invece la dinamica di esondazione nel tratto prossimo allo sbocco a mare dovuto alla presenza delle caditoie.

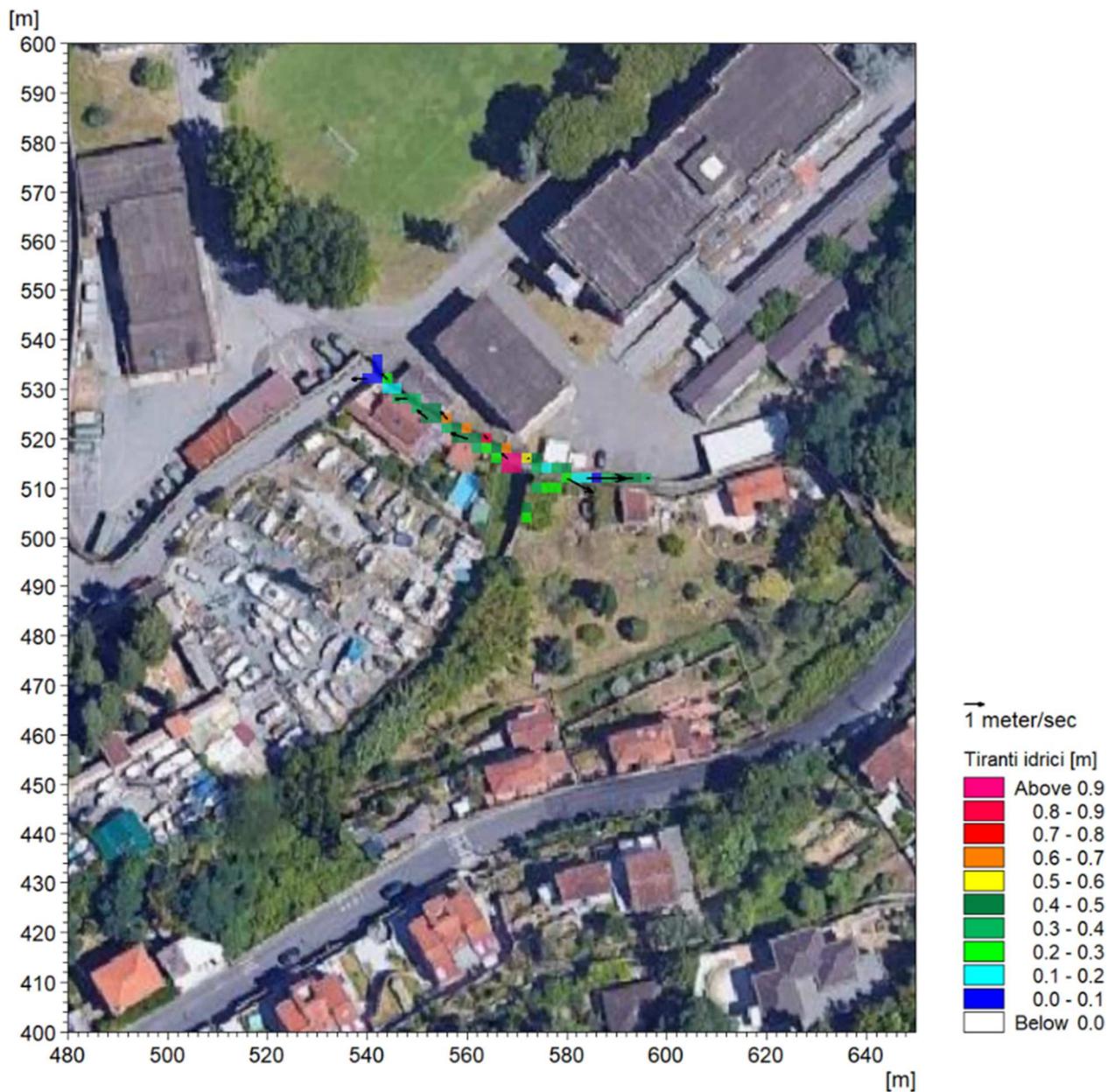


Figura 26 – Distribuzione delle altezze idriche rispetto al piano campagna alle ore 00:14 dell'evento di piena con tempo di ritorno di 50 anni (vedi idrogramma di Figura 25).

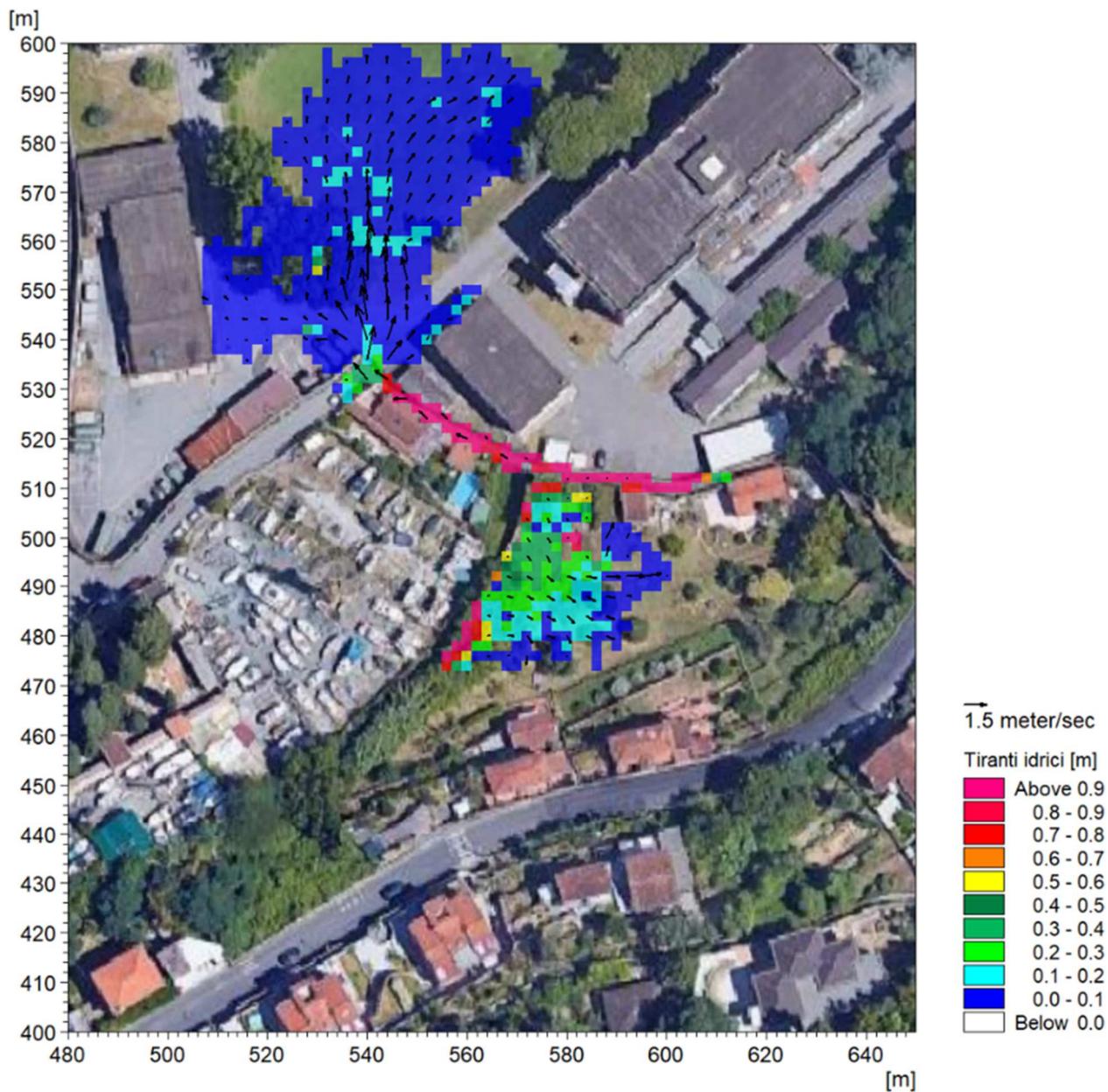


Figura 27 – Distribuzione delle altezze idriche rispetto al piano campagna alle ore 00:16 dell'evento di piena con tempo di ritorno di 50 anni (vedi idrogramma di Figura 25).

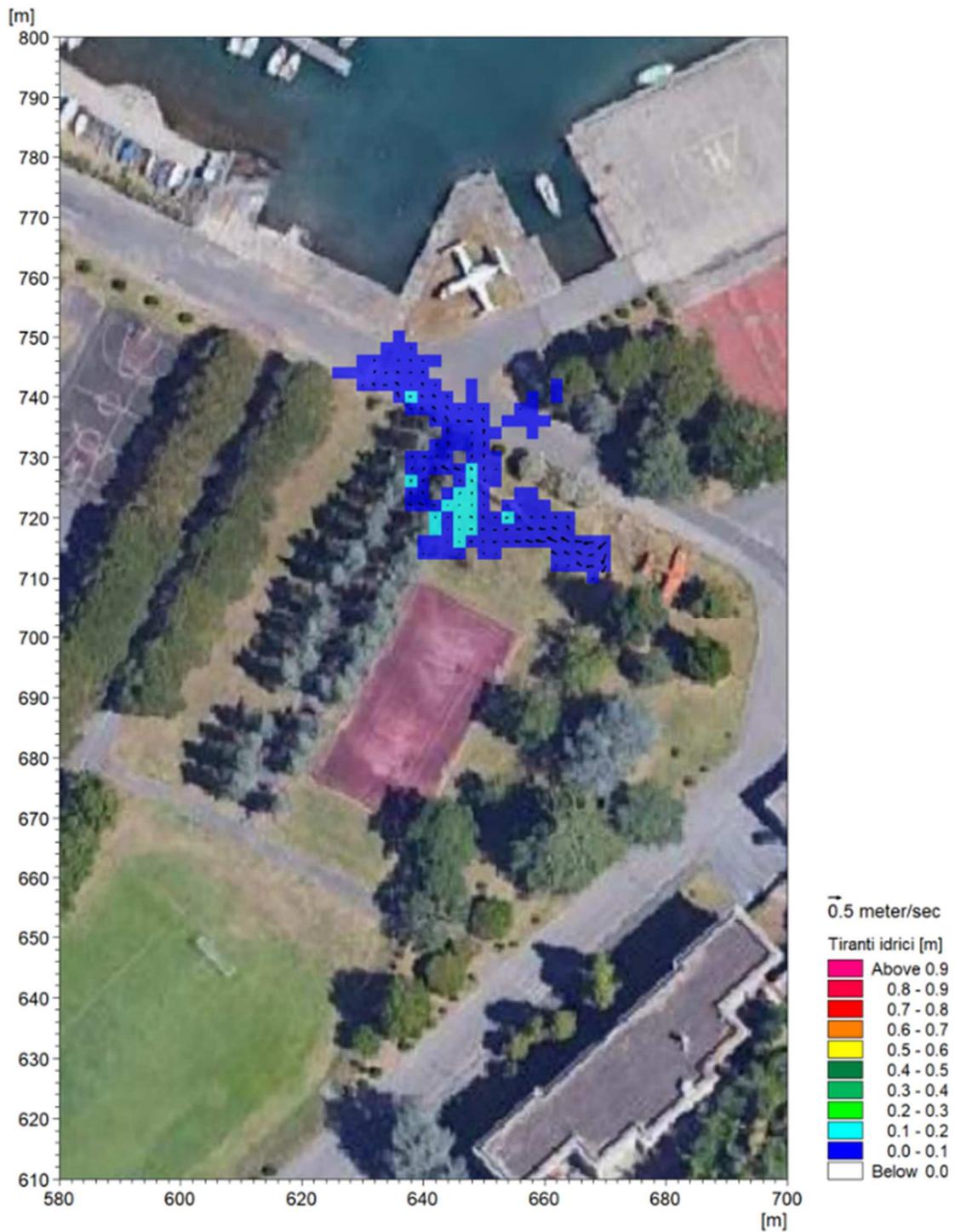


Figura 28 – Distribuzione delle altezze idriche rispetto al piano campagna alle ore 00:05 dell'evento di piena con tempo di ritorno di 50 anni (vedi idrogramma di Figura 25).

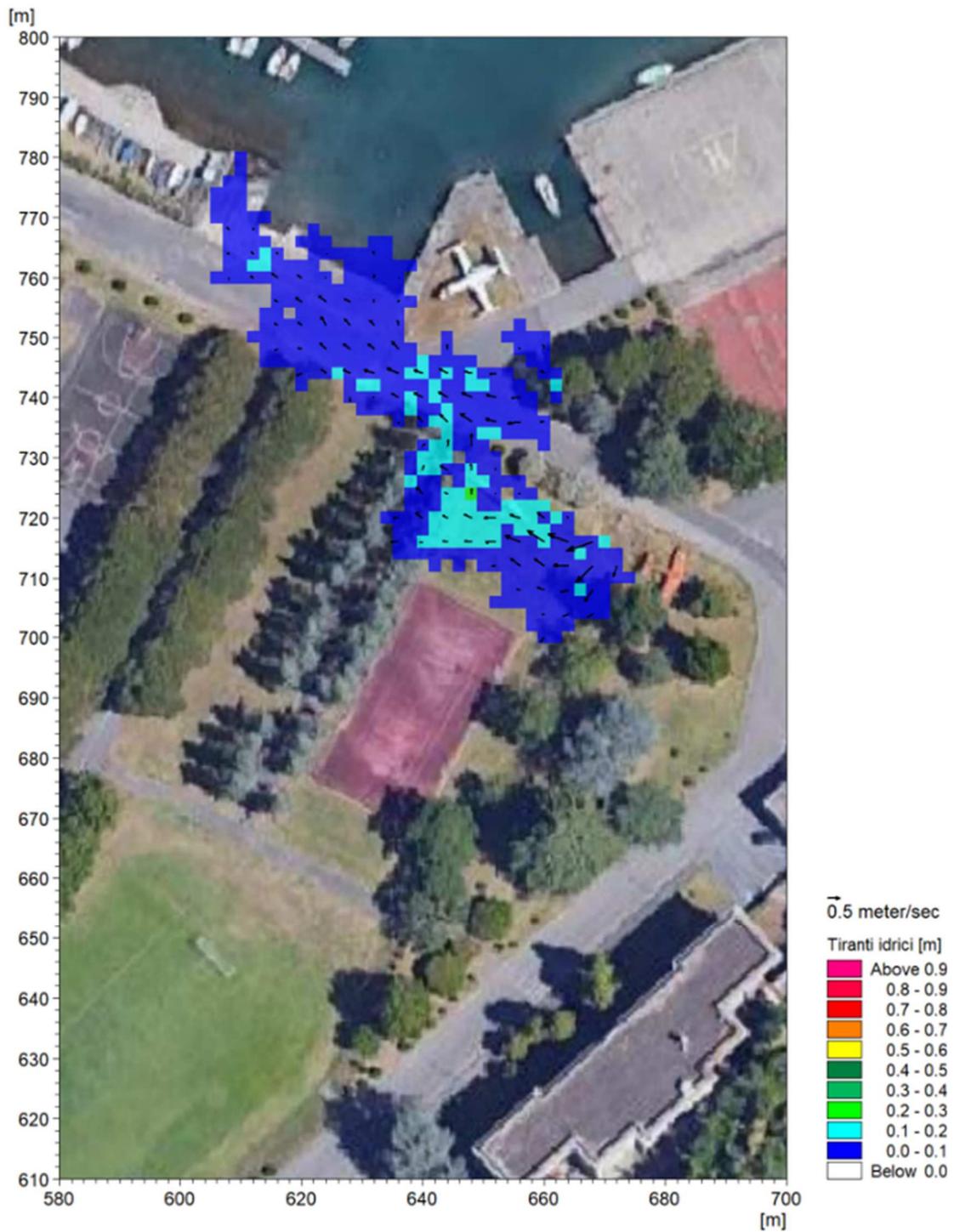


Figura 29 – Distribuzione delle altezze idriche rispetto al piano campagna alle ore 00:10 dell'evento di piena con tempo di ritorno di 50 anni (vedi idrogramma di Figura 25).

5.2.2 Scenario TR200 (tempo di ritorno 200 anni)

Nella Tabella 11 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del Canale del Netto (output del modello monodimensionale) per lo scenario con tempo di ritorno di 200 anni, intesi come involucro dei valori massimi. In Figura 30 è rappresentato graficamente il profilo di corrente del medesimo scenario.

ID Sezione	Progr. (m)	Fondo (m s.m.)	Q (m ³ /s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)
SEZ_1	0,00	69,39	26,90	70,49	1,10	9,31	3,64	74,91
SEZ_2	49,87	57,58	26,90	58,52	0,94	7,21	3,87	61,17
SEZ_3	132,51	38,07	26,89	38,87	0,80	6,54	2,33	41,05
SEZ_4	213,69	25,28	26,88	26,64	1,36	6,22	2,12	28,61
SEZ_5	220,16	25,03	26,88	26,22	1,19	2,30	0,68	26,49
SEZ_6	244,49	23,90	26,88	24,36	0,46	6,05	2,86	26,23
SEZ_7	255,21	22,03	26,87	22,98	0,95	6,91	2,86	25,41
SEZ_8	282,49	18,48	26,87	19,71	1,23	8,72	3,23	23,59
SEZ_9	321,40	11,14	26,84	13,43	2,29	3,78	1,10	14,16
SEZ_10	368,51	9,63	26,85	12,61	2,98	1,16	0,27	12,68
SEZ_11	380,86	9,30	26,85	10,74	1,44	3,93	1,25	11,53
SEZ_12	385,07	8,98	26,85	10,59	1,61	4,28	1,11	11,52
SEZ_13	417,62	8,24	26,85	9,82	1,58	4,17	1,10	10,71
SEZ_14	446,32	7,34	26,84	9,20	1,86	4,81	1,55	10,38
SEZ_15	491,69	5,64	26,81	7,57	1,93	3,03	0,93	8,04
SEZ_16	536,92	5,36	26,79	7,10	1,74	2,84	0,69	7,51
SEZ_17	587,62	3,74	26,09	6,99	3,25	1,48	0,27	7,10
SEZ_18	599,62	3,30	13,72	6,98	3,68	0,66	0,11	7,00
SEZ_19	601,62	3,30	10,83	6,98	3,68	0,51	0,09	6,99
SEZ_20	603,62	3,30	9,81	6,97	3,67	0,47	0,08	6,98
SEZ_21	772,42	2,00	5,48	6,63	4,63	1,06	0,30	6,69
SEZ_22	777,42	0,90	5,48	6,62	5,72	1,05	0,30	6,68
SEZ_23	834,00	0,44	5,48	1,73	1,29	2,84	0,80	2,14
SEZ_24	846,60	0,33	4,68	1,69	1,36	2,29	0,63	1,96
SEZ_25	865,80	0,18	3,57	1,19	1,01	2,36	0,75	1,47
SEZ_26	877,20	0,08	3,44	1,01	0,93	3,02	1,11	1,47

Tabella 11 – Risultati di sintesi della simulazione TR200 – Canale del Netto.

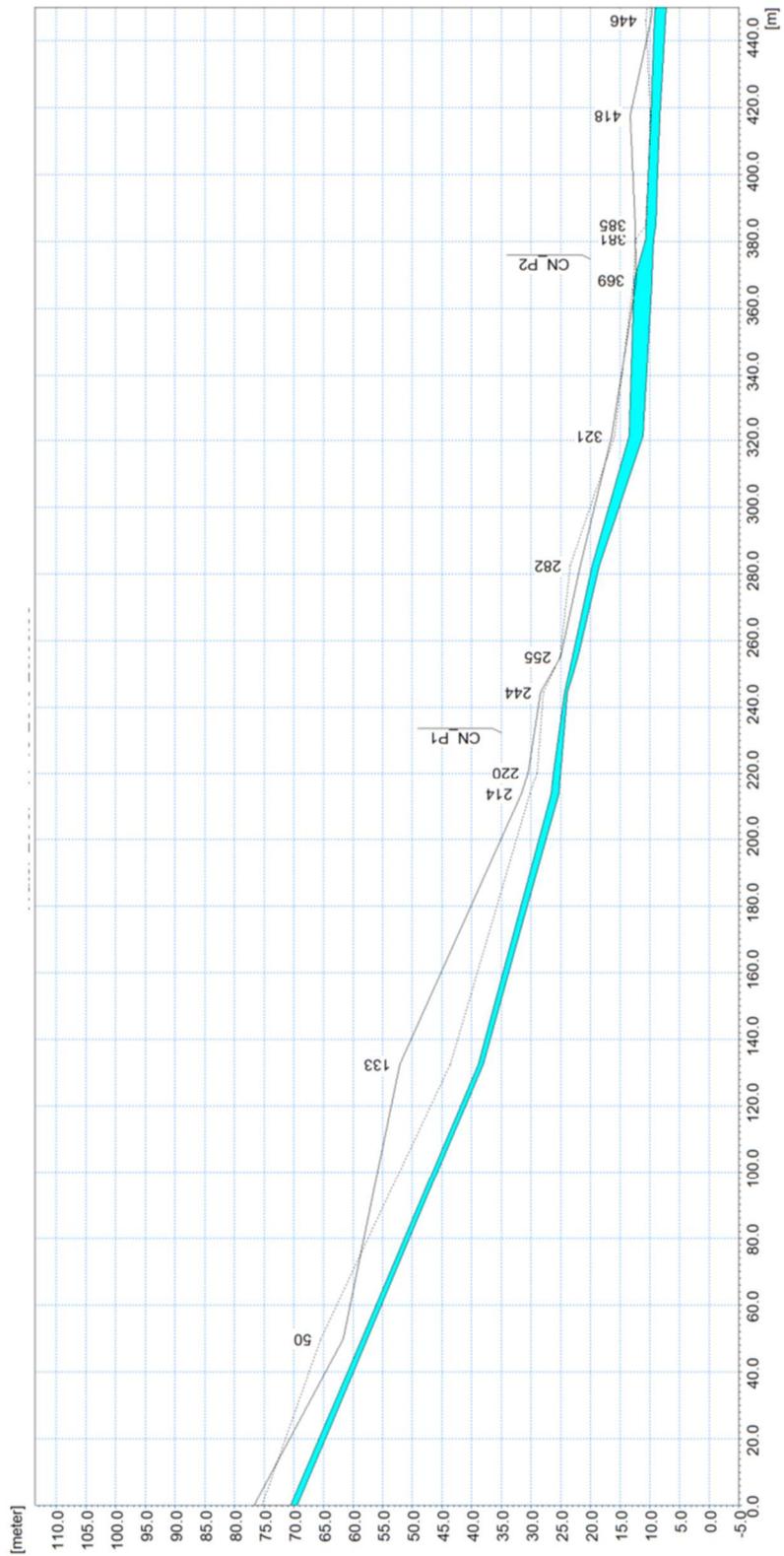


Figura 30 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di monte del Canale del Netto, scenario TR200.

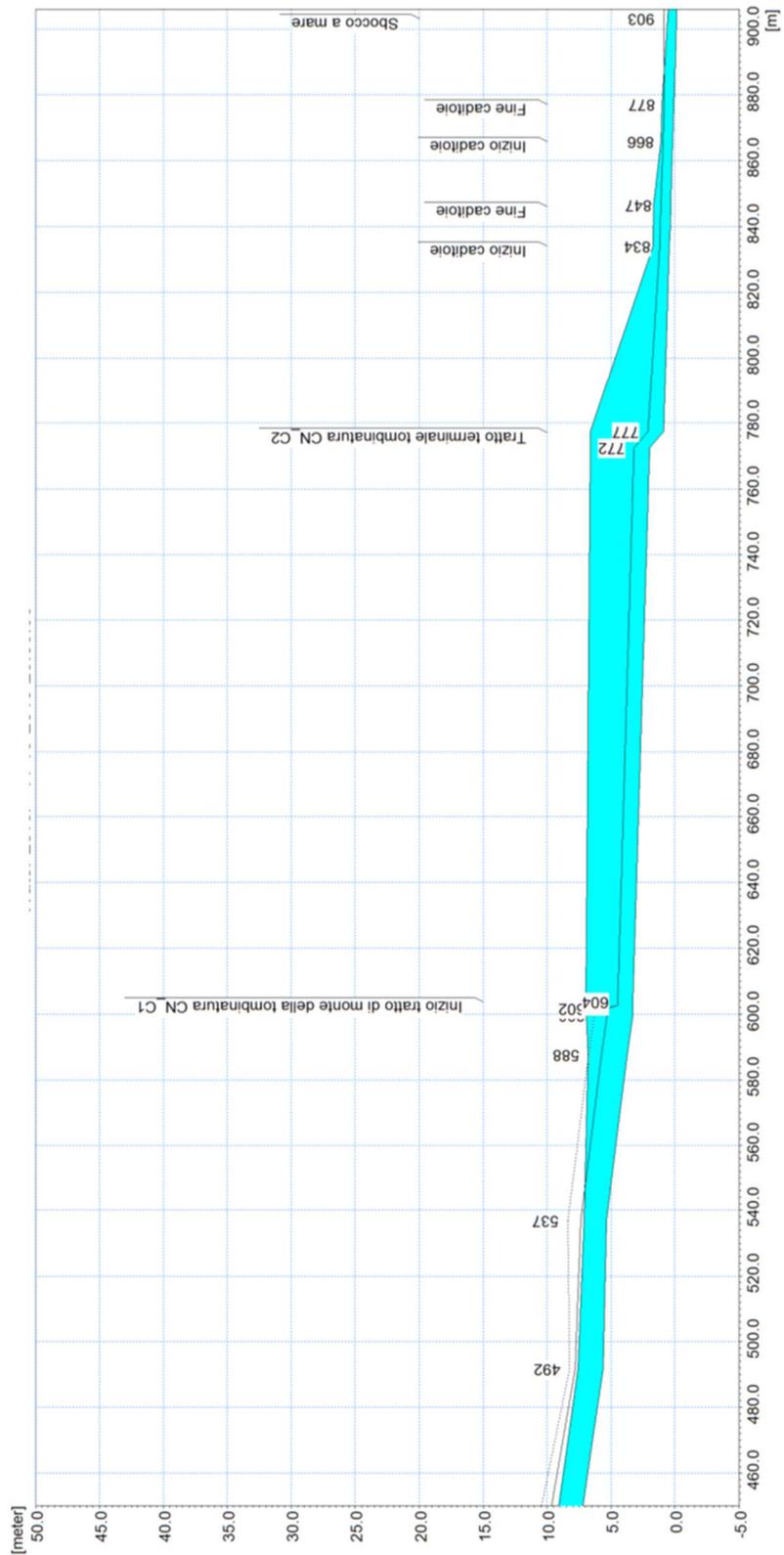


Figura 31 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di valle del Canale del Netto, scenario TR200.

In Figura 32 sono rappresentati gli idrogrammi di portata in alcune sezioni significative del modello monodimensionale.

Il comportamento è analogo a quanto osservato per lo scenario TR50; le portate che riescono a defluire nel tombino sono equivalenti a quelle già osservate (la capacità di portata del primo tratto della tombinatura è poco inferiore a $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$, mentre quella del tratto di valle è poco inferiore a $3,4 \text{ m}^3/\text{s}$). Poiché gli idrogrammi di piena in ingresso sono caratterizzati da maggiori portate rispetto all'evento cinquantennale, le esondazioni che si verificano presentano maggiore intensità.

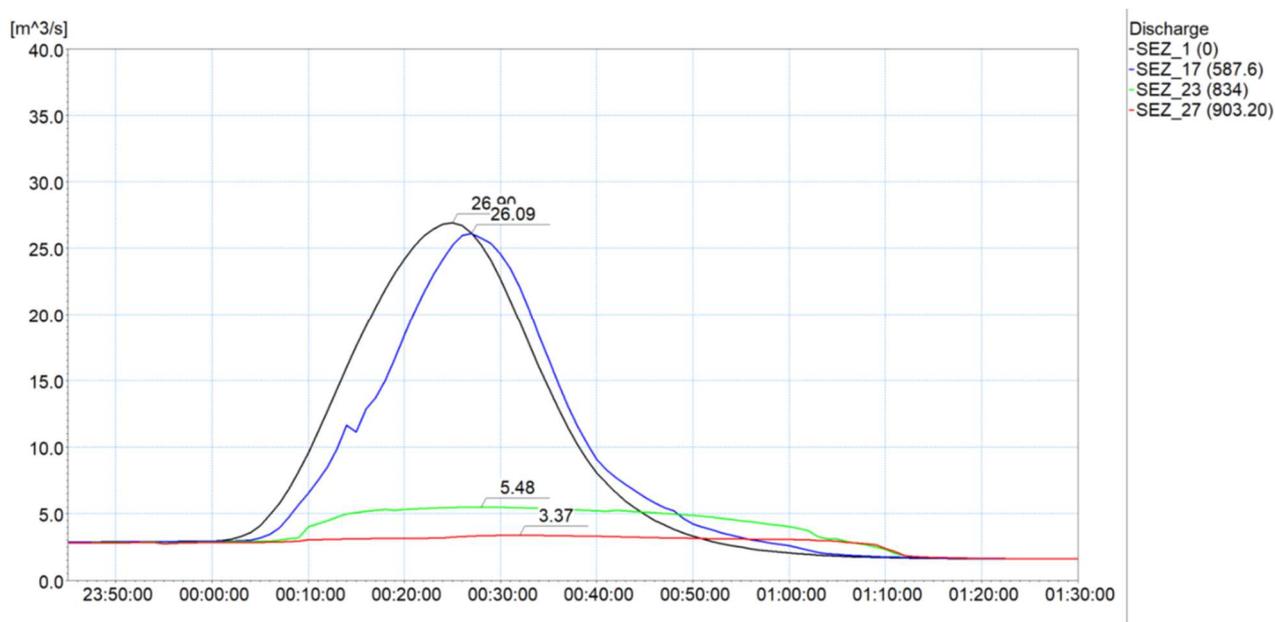


Figura 32 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 200 anni in alcune sezioni trasversali significative del modello monodimensionale.

In Figura 16 e Figura 17 (capitolo 5.1.2) sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna e delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione dell'evento con tempo di ritorno duecentennale. Sono rappresentate sia le aree di esondazione del Rio Pianello che quelle del Canale del Netto.

Valgono le medesime osservazioni già esposte per TR50; l'estensione degli allagamenti è piuttosto simile, ma caratterizzata da altezze d'acqua e velocità maggiori. Nell'area presso l'imbocco della tombinatura le altezze idriche risultano mediamente pari a $1,2 \text{ m}$ con valori localmente maggiori di 2 m lungo via della Marina. Entro il perimetro dell'area militare i valori sono generalmente inferiori a 1 m nell'area in cui sono localizzati gli edifici e inferiori a 50 cm nell'area dei campi sportivi

Le velocità massime sono generalmente inferiori a $1,5 \text{ m/s}$ ma a monte della tombinatura raggiungono valori superiori a $2,5 \text{ m/s}$.

5.2.3 Scenario TR500 (tempo di ritorno 500 anni)

Nella Tabella 12 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del Canale del Netto (output del modello monodimensionale) per lo scenario con tempo di ritorno di 500 anni, intesi come involucro dei valori massimi. In Figura 33 è rappresentato graficamente il profilo di corrente del medesimo scenario.

In Figura 35 sono rappresentati gli idrogrammi di alcune sezioni significative del modello monodimensionale.

Anche in questo caso il comportamento è analogo a quanto osservato per lo scenario TR50; le portate che riescono a defluire nel tombino sono sempre prossime a 5,5 m³/s nel primo tratto della tombinatura, mentre nel tratto di valle sono prossime a 3,4 m³/s. Poiché gli idrogrammi di piena in ingresso sono caratterizzati da maggiori portate rispetto agli scenari precedenti, le esondazioni che si verificano presentano maggiore intensità.

ID Sezione	Progr. (m)	Fondo (m s.m.)	Q (m ³ /s)	P.L. (m s.m.)	h (m)	v (m/s)	Fr (-)	H (m s.m.)
SEZ_1	0,00	69,39	29,78	70,54	1,15	9,61	3,65	75,24
SEZ_2	49,87	57,58	29,78	58,55	0,97	7,28	3,87	61,25
SEZ_3	132,51	38,07	29,78	38,91	0,84	6,75	2,34	41,23
SEZ_4	213,69	25,28	29,78	26,71	1,43	6,31	2,10	28,74
SEZ_5	220,16	25,03	29,78	26,30	1,27	2,37	0,68	26,59
SEZ_6	244,49	23,90	29,77	24,39	0,49	6,28	2,88	26,40
SEZ_7	255,21	22,03	29,77	23,02	0,99	7,12	2,86	25,61
SEZ_8	282,49	18,48	29,77	19,76	1,28	8,94	3,23	23,83
SEZ_9	321,40	11,14	29,76	13,54	2,40	3,83	1,09	14,29
SEZ_10	368,51	9,63	29,74	12,75	3,12	1,19	0,27	12,82
SEZ_11	380,86	9,30	29,75	10,90	1,60	3,96	1,22	11,70
SEZ_12	385,07	8,98	29,75	10,69	1,71	4,44	1,12	11,69
SEZ_13	417,62	8,24	29,76	9,92	1,68	4,33	1,11	10,88
SEZ_14	446,32	7,34	29,75	9,29	1,95	4,89	1,56	10,51
SEZ_15	491,69	5,64	29,74	7,66	2,02	3,10	0,93	8,15
SEZ_16	536,92	5,36	29,72	7,19	1,83	3,00	0,71	7,65
SEZ_17	587,62	3,74	28,15	7,06	3,32	1,58	0,29	7,19
SEZ_18	599,62	3,30	15,17	7,06	3,76	0,72	0,12	7,09
SEZ_19	601,62	3,30	11,55	7,05	3,75	0,54	0,09	7,06
SEZ_20	603,62	3,30	10,38	7,02	3,72	0,49	0,08	7,03
SEZ_21	772,42	2,00	5,51	6,68	4,68	1,06	0,30	6,74
SEZ_22	777,42	0,90	5,51	6,67	5,77	1,05	0,30	6,73
SEZ_23	834,00	0,44	5,51	1,73	1,29	2,85	0,80	2,15
SEZ_24	846,60	0,33	4,70	1,69	1,36	2,29	0,63	1,96
SEZ_25	865,80	0,18	3,57	1,24	1,06	2,25	0,70	1,50
SEZ_26	877,20	0,08	3,44	1,02	0,94	3,02	1,11	1,48

Tabella 12 – Risultati di sintesi della simulazione TR500 – Canale del Netto.

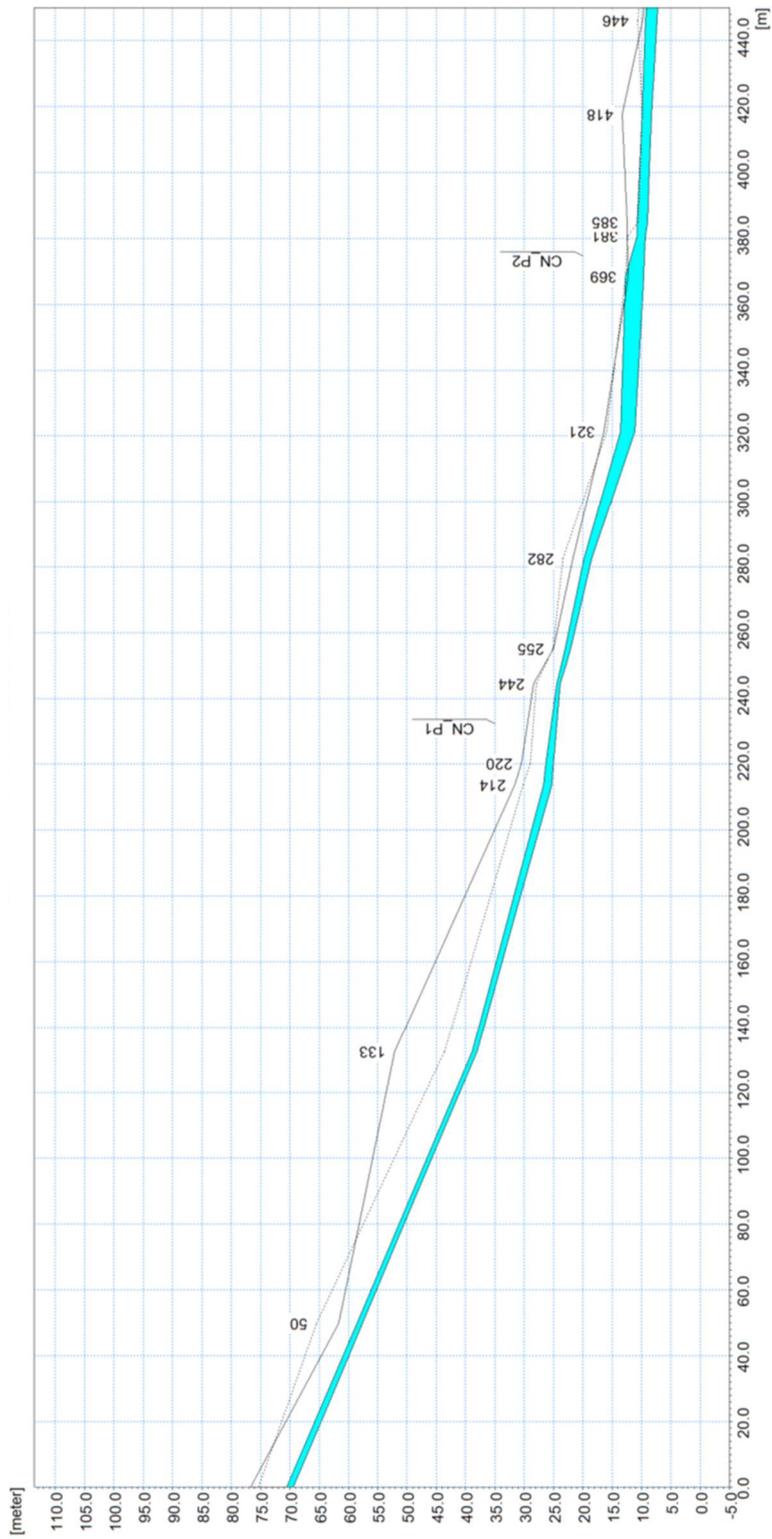


Figura 33 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di monte del Canale del Netto, scenario TR500.

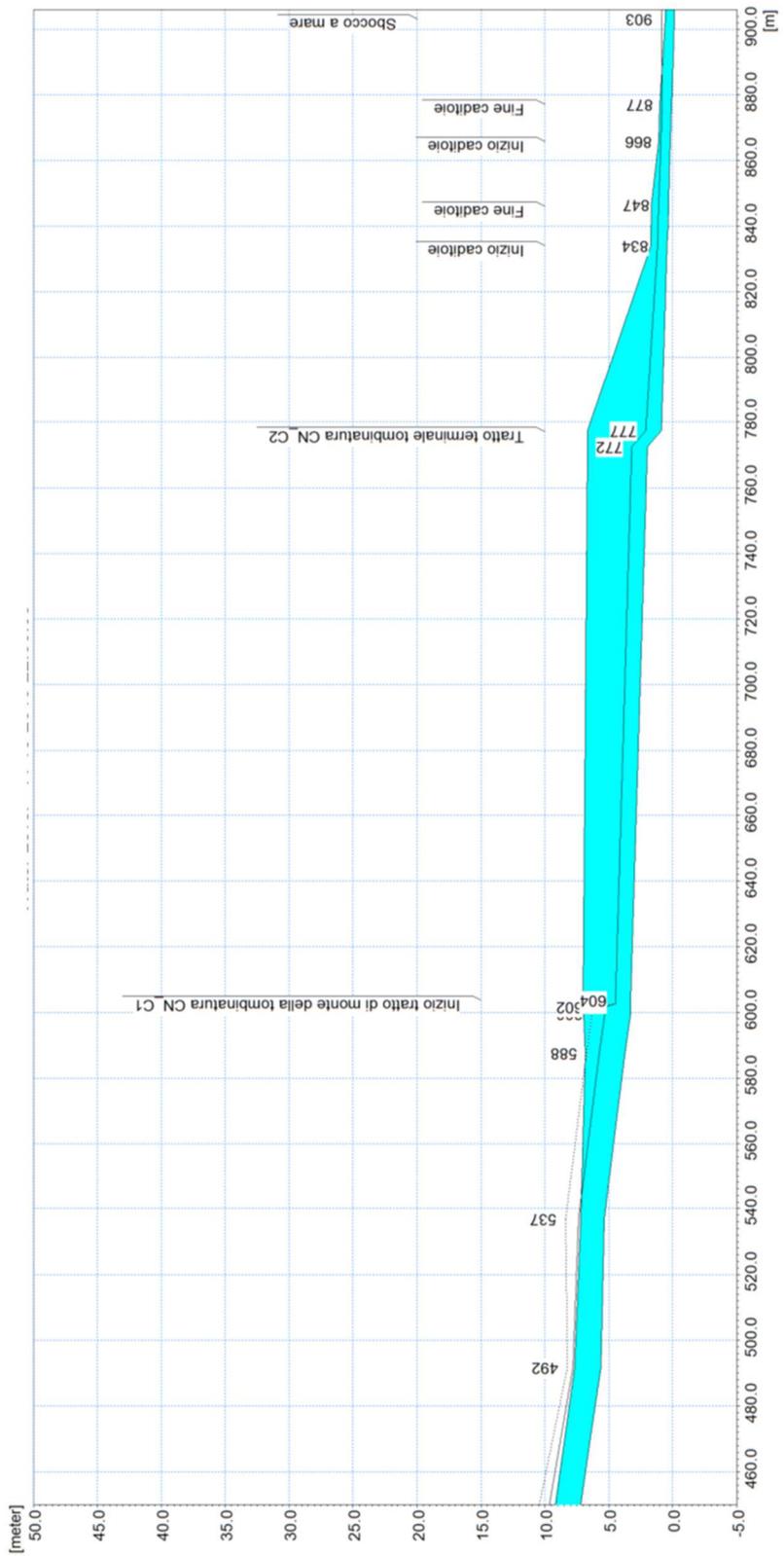


Figura 34 – Profilo longitudinale di corrente del tratto di valle del Canale del Netto, scenario TR500.

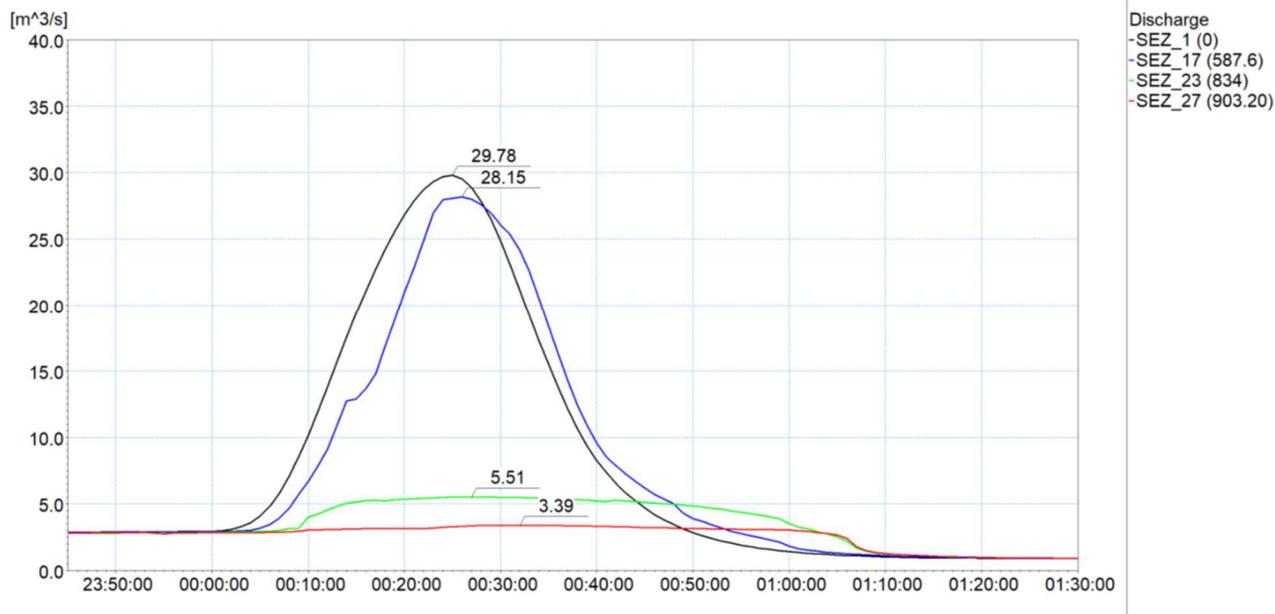


Figura 35 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 500 anni in alcune sezioni trasversali significative del modello monodimensionale.

In Figura 21 e Figura 22 (capitolo 5.1.3) sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna e delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione dell'evento con tempo di ritorno cinquecentennale. Sono rappresentate sia le aree di esondazione del Rio Pianello che quelle del Canale del Netto.

Valgono le medesime osservazioni già espresse per TR200; l'entità dei massimi valori di altezze d'acqua e velocità sul piano campagna è del tutto confrontabile.

5.2.4 Analisi dei franchi idraulici sui manufatti interferenti

In Tabella 9 sono sintetizzati i franchi minimi di sicurezza rispetto alle quote di intradosso degli attraversamenti, estratti dai risultati dei tre scenari simulati. Essi sono indicati con valore negativo nel caso in cui il moto sia in pressione; nel caso delle tombature identificano la differenza tra le altezze del cielo del tombino e le altezze piezometriche del tratto.

I franchi idraulici di sicurezza non sono definiti in corrispondenza delle strutture inserite all'interno dei modelli numerici; per queste si è fatto riferimento alla sezione posta immediatamente a monte.

Per quanto riguarda i valori minimi di franco idraulico richiesti dalla normativa vigente si rimanda al capitolo 5.1.4 (Tabella 8).

Il Canale del Netto presenta un bacino sotteso di estensione compresa tra 1 km² e 0,25 km² (circa 0,93 km²) e quindi, secondo il PdB, ricade nell'ambito del reticolo secondario. Inoltre può essere considerato un bacino poco dissestato con previsione di modesto trasporto solido in caso di piena per il quale va applicato il valore minimo tra i due valori indicati in Tabella 8.

ID Sezione	ID Struttura	TR50	TR200	TR500
		FR_INTR [m]	FR_INTR [m]	FR_INTR [m]
SEZ_5	CN_P1	1,65	1,51	1,43
SEZ_10	CN_P2	-0,54	-0,98	-1,12
SEZ_20	CN_C1	-2,30	-2,47	-2,52
SEZ_22	CN_C2	-4,80	-4,96	-5,01

Tabella 13 – Franco disponibile dalla quota del pelo libero simulato (per gli scenari TR50, TR200 e TR500) alla quota di intradosso degli attraversamenti e delle tombinature del Canale del Netto.

L'attraversamento CN_P2 su viale Fieschi e la tombinatura terminale (CN_C1, CN_C2) presentano un funzionamento in pressione già per la piena con tempo di ritorno 50 anni e risultano pertanto idraulicamente inadeguati.

L'attraversamento CN_P1 su via Maddalena invece presenta un franco di circa 1,5 m rispetto alla piena duecentennale, risultando pertanto idraulicamente adeguato secondo la normativa vigente.

6. ANALISI DEI RISULTATI E PROPOSTA DI MODIFICA DELLE FASCE DI PERICOLOSITÀ

Lo studio idraulico di dettaglio descritto nel presente documento ha consentito di ricostruire con accuratezza l'effettiva estensione degli allagamenti attesi in relazione al deflusso delle piene associate a un tempo di ritorno di 50, 200 e 500 anni dei corsi d'acqua esaminati (rio Pianello, Canale del Netto).

In relazione ai risultati ottenuti è stata effettuata una proposta di perimetrazione delle fasce di pericolosità idraulica, che per tali corpi idrici non sono definite dal vigente Piano di Bacino (cfr. capitolo 2), non essendo essi stati oggetto di pregresse verifiche idrauliche a scala di tratto fluviale.

Secondo i criteri definiti dal Piano di Bacino e dalla specifica normativa vigente, il tracciamento delle fasce A, B e C è stato condotto considerando l'inviluppo delle aree interessate da allagamenti per tempi di ritorno rispettivamente di 50, 200 e 500 anni. I risultati ottenuti sono rappresentati in Figura 37 e negli elaborati grafici annessi (codice 3636-04-01100).

Sono state inoltre determinate le *aree individuate a minor pericolosità* degli ambiti normativi di fascia B, facendo riferimento a quanto previsto dalla DGR 91/2013, evoluzione della precedente DGR 250/2005 con la quale erano *“stati approvati dalla giunta regionale, nella sua qualità di organo dell'autorità di bacino regionale, i criteri per la definizione dei cosiddetti “ambiti normativi delle fasce di inondabilità in funzione di tiranti idrici e velocità di scorrimento”, finalizzati in particolare ad individuare, nell'ambito delle fasce di inondabilità ad assegnati tempi di ritorno (fasce a e b) aree a “minor pericolosità relativa” tali da consentire diverse possibilità edificatorie”*.

L'aggiornamento normativo effettuato con la DGR 91/2013 riporta che: *“A seguito degli eventi alluvionali dell'autunno 2010 e 2011, per alcuni aspetti più intensi e frequenti degli eventi precedentemente occorsi, si è resa opportuna una valutazione dell'adeguatezza e dell'attualità dei criteri ex DGR 250/2005, con analisi di eventuali modifiche od integrazioni da apportare agli stessi. In particolare, è stato ritenuto necessario che per la fascia A, corrispondente alle aree a più alta pericolosità idraulica in quanto inondabili a TR=50 anni, debba essere sempre applicata la normativa ordinaria di fascia A, di cui al testo integrato dei criteri ex DGR 265/2011. È stata pertanto prevista l'eliminazione della possibilità di individuazione di aree a minor pericolosità nella fascia A, tali da consentire una riclassificazione della stessa a fascia B, come previsto dalla DGR 250/2005.*

Si è ritenuto inoltre necessario aggiornare il criterio tecnico di “minor pericolosità” da applicarsi in fascia B, sulla base dei criteri vigenti dal 2001, nell’obiettivo di privilegiare gli studi di dettaglio a scala di bacino o riguardanti tratti significativi di corso d’acqua, in quanto maggiormente affidabili rispetto a studi locali finalizzati alle singole edificazioni. Il presente documento rappresenta l’aggiornamento dei criteri ex DGR 250/2005, che si intendono pertanto superati”.

In continuità con quanto previsto nei criteri ex DGR 250/2005, le aree B0 (a minor pericolosità relativa) e BB sono individuate con il criterio di cui alla Figura 36.

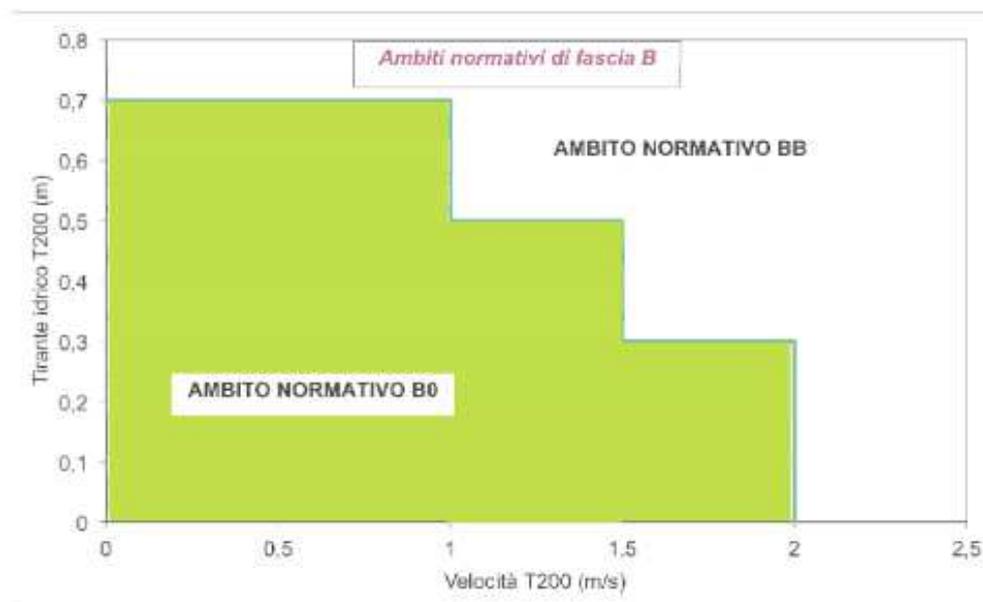


Figura 36 – Definizione delle fasce fluviali BB e B0 ai sensi della DGR 91/2013.

Gli ambiti “B0” e “BB” per i tratti di studio del rio Pianello e del Canale del Netto sono rappresentati in Figura 38; le aree perimetrate in fascia B risultano prevalentemente associabili a un ambito B0, con l’eccezione per il rio Pianello dell’area della traversa di via Fieschi presso il quale si sviluppa la tombinatura, e per il Canale del Netto di un’ampia porzione meridionale degli allagamenti che interessano il sito militare (oltre che di una più limitata area in prossimità del mare).

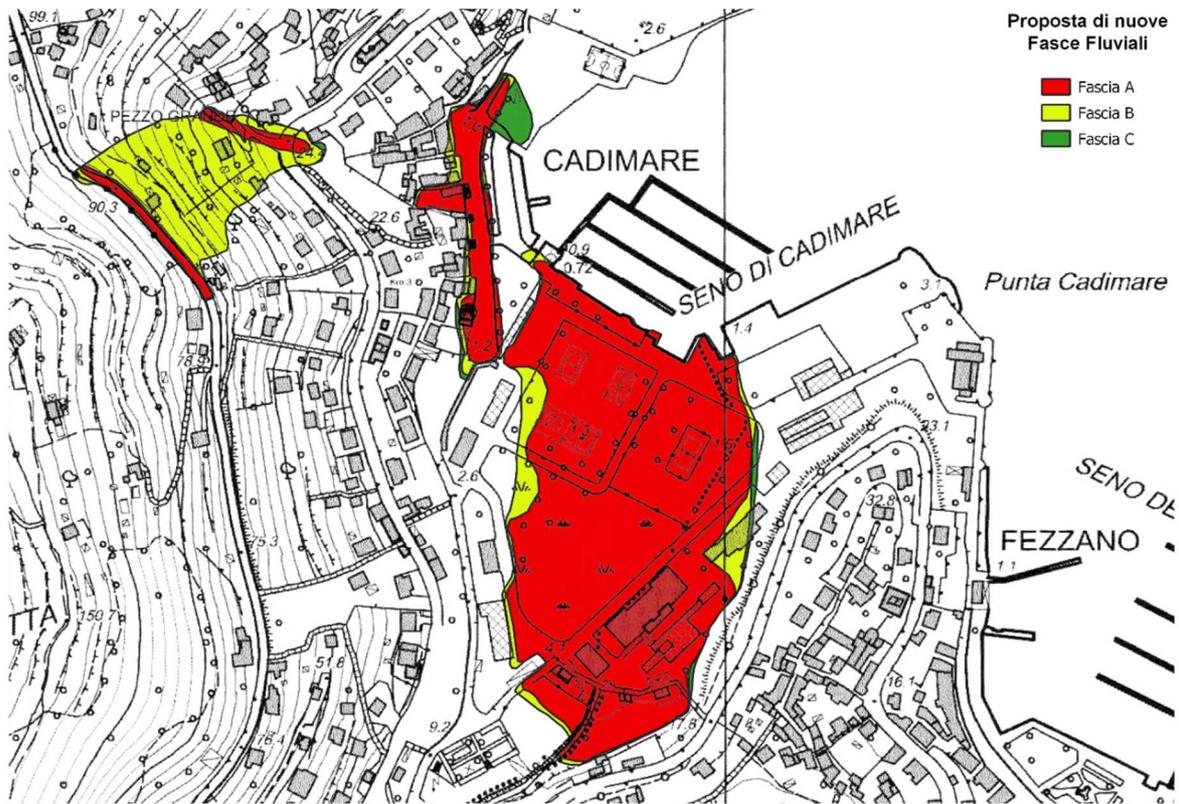


Figura 37 – Estensione delle fasce A, B e C proposte per il Rio Pianello e Canale del Netto.



Figura 38 – Definizione degli ambiti B0 e BB all'interno della fascia B per il rio Pianello e il Canale del Netto.

Per il rio Pianello le dinamiche di esondazione per tutti i tempi di ritorno indagati sono legate all'inadeguatezza idraulica dei tratti tombinati in attraversamento a via Fieschi e a via della Marina (tombinatura terminale fino allo sbocco in mare). Essi presentano un funzionamento in pressione già per la piena con tempo di ritorno 50 anni.

L'attraversamento interrto di via Salita del Mattone (Figura 39) comporta il deflusso della portata sul sedime stradale, con buona parte del flusso che prosegue verso valle propagandosi sul versante fino a via Fieschi. Le altezze d'acqua osservabili sul versante (esternamente ai sedimi delle strade) sono assai modeste, al massimo pari a circa 3 cm, valore confrontabile con l'approssimazione modellistica e dello stesso ordine delle altezze di scorrimento osservabili per piogge intense afferenti direttamente all'area in esame. Si è pertanto deciso di non includere tale area in una fascia A, ritenendo tale classificazione non rappresentativa delle effettive condizioni di pericolosità. L'area è stata invece ricompresa nella perimetrazione di fascia B, anche nell'ottica di porre l'attenzione su questo fenomeno in caso di futuri interventi sul versante in esame, così da promuovere l'adozione di specifici accorgimenti tecnico-costruttivi. All'esondazione nell'area di via Fieschi contribuisce anche l'inadeguatezza del tombino PN_C1, definendo un'area caratterizzata come fascia A. La fascia C è pressoché sovrapposta alla fascia B.

L'imbocco del tratto terminale tombato PN_C2 (Figura 39) è di per sé di modesta luce di deflusso, ulteriormente ridotta allo stato attuale da condizioni di interrimento localizzate, dovute anche alla presenza di una griglia per l'intercettazione di materiale trasportato dalla corrente (il tratto d'alveo più a monte, rivestito, è sgombrato da materiale). Tale restringimento provoca una significativa esondazione verso via della Marina e la banchina del porticciolo del Seno di Cadimare.

Le fasce A e B (involuppo delle aree allagate per gli eventi TR50 e TR200 rispettivamente) risultano in quest'area praticamente sovrapponibili. La fascia C si estende maggiormente in direzione di levante.



Figura 39 –Attraversamento interrto di via Salita del Mattone (sx) e imbocco della tombinatura terminale PN_C2 (dx).

Le due tombinature presenti nel tratto analizzato presentano un comportamento in pressione già per l'evento cinquantennale e risultano pertanto idraulicamente inadeguate ai sensi del vigente Piano di Bacino (oltre che delle NTC2018).

Per quanto riguarda il Canale del Netto le dinamiche di esondazione nei diversi scenari indagati (per i vari tempi di ritorno) sono sostanzialmente identiche, legate all'inadeguatezza del tratto finale che si sviluppa tombato al di sotto dell'area dell'Areonautica Militare, con un imbocco di sezione inizialmente più ampia (Figura 40), pur comunque inadeguata, che si riduce ulteriormente nel tratto terminale fino allo sbocco nel Seno di Cadimare.



Figura 40 – Imbocco della tombinatura CN_C1 (dx) e tratto a monte (sx).

La massima capacità di smaltimento del tombino è prossima a $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$, a fronte di portate al colmo in ingresso comprese tra circa $22,5 \text{ m}^3/\text{s}$ e $30 \text{ m}^3/\text{s}$ nei vari scenari. L'effetto di rigurgito è notevole, anche in relazione al confinamento laterale e frontale ad opera di muri, che in sponda destra risultano addirittura sormontati originando allagamenti a tergo. La cospicua portata fuoriuscita dall'alveo si propaga lungo le viabilità laterali e entra nell'area militare attraverso il varco di accesso da via della Marina, propagandosi fino al mare e interessando la quasi totalità del sito. A tale esondazione si aggiunge la fuoriuscita di portata proveniente dalle caditoie localizzate in prossimità dello sbocco a mare.

La fascia A è poco inferiore come estensione alle fasce B e C, in quanto le esondazioni nei diversi scenari differiscono per i valori di altezze d'acqua e velocità ma sono piuttosto simili come massima estensione planimetrica degli allagamenti.

Il ponte carrabile di via Maddalena è l'unico attraversamento nel tratto in studio che risulta adeguato idraulicamente, mostrando un franco di $1,5 \text{ m}$ rispetto ai livelli massimi dell'evento di piena duecentennale (cfr. capitolo 5.2.4). I restanti attraversamenti e tombinature presentano un funzionamento in pressione già per l'evento cinquantennale e risultano pertanto idraulicamente inadeguati ai sensi del vigente Piano di Bacino (oltre che delle NTC2018).

ALLEGATO 1 – Descrizione del codice di calcolo MIKE11 - HD

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:

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

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:

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

dove C è il coefficiente di attrito di Chezy.

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

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

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 sovraccitati 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 MIKE21 - 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:

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

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo y:

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

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'algoritmo è risolto con il metodo DS (Double Sweep, Abbott, 1979).

ALLEGATO 3 – Sezioni trasversali inserite nel modello idraulico, con indicato il livello massimo di piena duecentennale

